جامعة الأزهر

كلية الهندسة



قسم الهندســة المدنيــة

شعبة الرى والهيدروليكا

تصميــم منشــآت الــرى

الجزء الأول

أ.د./ محمد أيمن السلاوى

أستـــاذ الــرى والهيدروليكا

كلية الهندسة – جامعة الأزهر

د./ أميـر محمد مباشر

مدرس تصميم منشآت الرى

كلية الهندسة – جامعة الأزهر



تصميـــم منشـــآت الـــــــــرى

مجموعة المحاضرات التى يتلقاها طلبة قسم الهندسة المدنية

كلية الهندسة – جامعة الأزهر

أعدها

أ.د/ محمد أيمن السلاوى

أستاذ الرى والهيدروليكا

كلية الهندسة – جامعة الأزهر

د/ أمير محمد مباشر

مدرس تصميم منشآت الرى

كلية الهندسة – جامعة الأزهر


بسم الله الرحمن الرحيم
واتقوا الله ويعلمكم الله والله بكل شيء عليم
صدق الله العظيم

المحتويات

الفصل الأول

التصميم الهيدروليكى لفرش منشآت التحكم

Hydraulic Design for Apron of Control Structures

1-1 منشأت التحكم Control Structures

منشأت التحكم Control structures هى تلك المنشأت التى تقام على المجارى المائية Waterways بهدف التحكم فى مناسيب المياه والتصرفات المارة بهذه المجارى المائية. ومن أمثلة هذا النوع من المنشأت القناطر والهدارات والسدود. ويؤدى وجود هذه المنشأت إلى وجود بعض التأثيرات المتبادلة بينها وبين المجرى المائى المقامة عليه.

2-1 التأثير المتبادل بين منشأ التحكم والمجرى المائى

1-2-1 تأثير منشآت التحكم على المجارى المائية

1-1-2-1 التأثير على عمق ومناسيب المياه وسرعة التيار

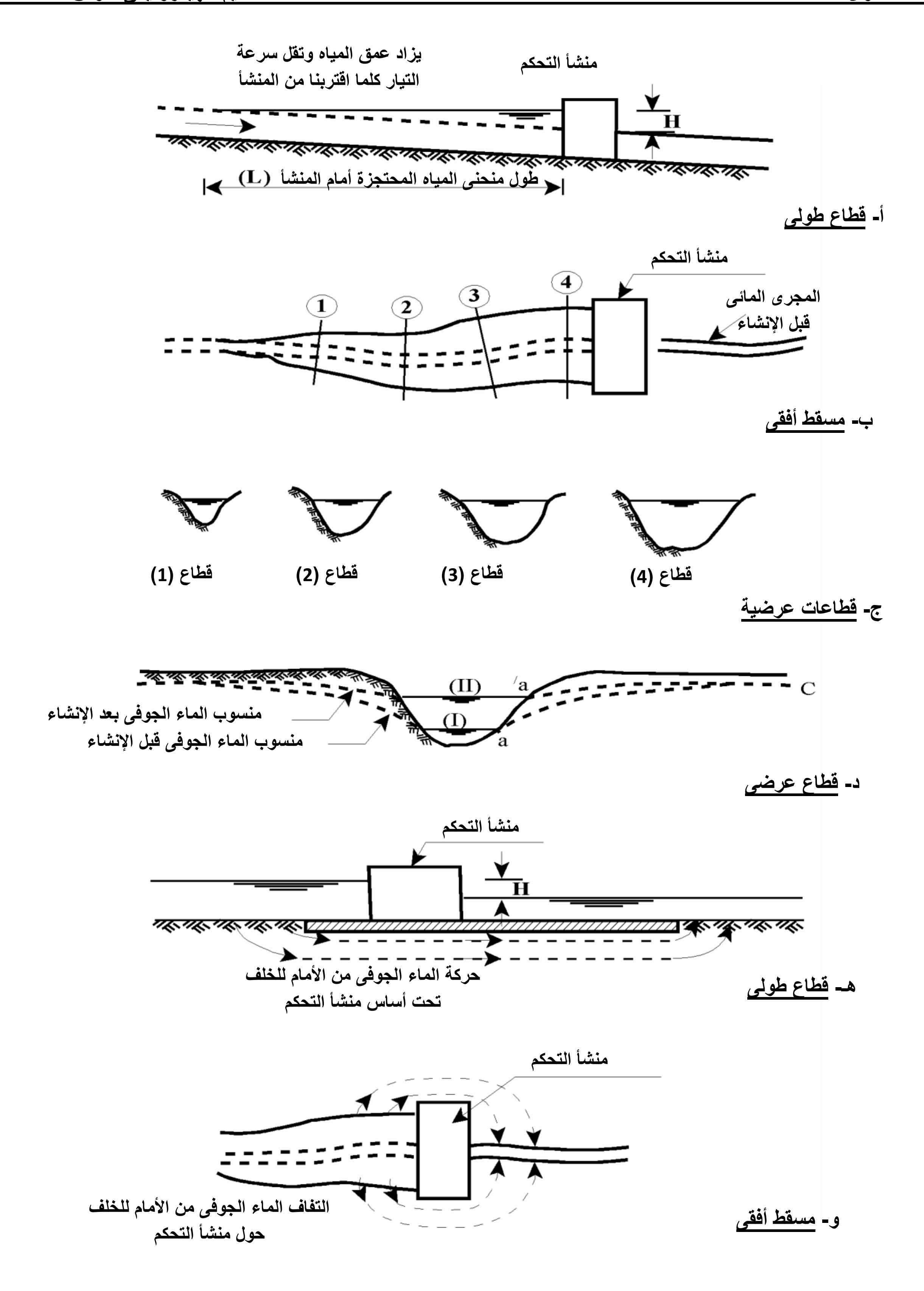
يؤدى إنشاء منشآت التحكم بالمجارى المائية إلى وجود فرق بين منسوبى الماء المحتجز والماء الجارى الأصلى عند موقع المنشأ وعلى امتداد مسافة الماء المحتجز من جهة الأمام Back water curve length حيث يتغير عمق المياه وسرعة التيار كما تتغير المقاطع العرضية للمجرى المائى حيث تقل سرعة السريان كلما اقتربنا من المنشأ نتيجة لإرتفاع مناسيب المياه عن وضعها الأصلى قبل الإنشاء. ويوضح الشكل(1-1) أ ، ب ، ج هذه التأثيرات المختلفة.

2-1-2-1 التأثير على مناسيب المياه الجوفية

يوضح الشكل (1-1) د المقطع العرضى للمجرى المائى وجانبيه فعند المستوى (I) للمياه قبل الإنشاء كان مستوى المياه الجوفية ممثلا بالمنحنى a c أما بعد احتجاز المياه أمام المنشأ وإرتفاع منسوب المياه بالمجرى المائى إلى المستوى (II) فإن مستوى المياه الجوفية يرتفع ويصبح ممثلا بالمنحنى a c/ وقد يقترب الماء الجوفى بعد الإنشاء من سطح الأرض وتصبح التربة مشبعة بالمياه بدرجة تعوق العمليات الزراعية بالكامل. ويسبب إرتفاع مناسيب المياه أمام المنشأ عنها خلفه إلى حدوث ظاهرة رشح المياه تحت أساس المنشأ شكل (1-1) هـ مما يتسبب فى فقدان جزء من المياه المحجوزة. كذلك تنشأ حركة للمياه الجوفية على امتداد ضفاف المجرى المائى بالالتفاف حول المنشأ شكل (1-1) و.

3-1-2-1 التأثير على قابلية حمل المواد الرسوبية

نظرا للتغير التدريجى فى سرعة تيار المياه أمام المنشأ تتغير قابلية المياه لحمل المواد الرسوبية المسماة بالحمل العالق Suspended Load والرواسب المنقولة المتراكمة على قاع المجرى المائى المسماة بالحمل القاعى Bed Load فكلما قلت سرعة المياه ترسبت الحبيبات الكبيرة فى البداية ثم تلتها الحبيبات الأقل حجما حيث تترسب بمحاذاة المنشأ أصغر الحبيبات لأن سرعة التيار تكون ضئيلة ويصبح الماء فى ذلك الموقع خاليا من الرواسب بدرجة كبيرة ومع مرور المياه الخالية من الرواسب من الأمام إلى خلف المنشأ فإن قدرتها على حمل الرواسب تؤدى إلى تجريف (نحر) التربة وتسبب انخفاضا عاما فى منسوب القاع خلف المنشأ.



شكل (1-1): تأثير منشآت التحكم الحاجزة للمياه على المجارى المائية

2-2-1 تأثير التيار المائى على منشآت التحكم

1-2-2-1 التأثيرات الميكانيكية

تتمثل هذه التأثيرات فى خلق ضغط أستاتيكى وضغط ديناميكى على سطح المنشأ وهناك أهمية كبيرة لقيمة المركبة الأفقية للضغط الأستاتيكى تعمل على زحزحة المنشأ أو إنقلابه أما الضغط الديناميكى فهو يتناسب مع سرعة التيار عادة ويظهر عند حدوث موجات ناشئة عن الرياح الشديدة على سطح الماء جهة الأمام وعند حدوث الزلازل والهزات الأرضية.

2-2-2-1 تأثير تسرب المياه تحت المنشأ

نفاذ المياه تحت أساس المنشأ يؤدى إلى حدوث الظواهر التالية :

أ- تسرب أو ضياع المياه من خزان الماء الأمامي.
ب- ضغط الماء المتسرب على قاعدة المنشأ من أسفل إلى أعلى مما يعمل على تخفيف وزن المنشأ.
ت- يجرف الماء المتسرب حبيبات التربة الناعمة خلف المنشأ مما يؤدى إلى أضعاف قاعدة المنشأ وقد ينتهى الأمر بانهيار المنشأ.

3-2-2-1 التأثيرات الكيميائية والفيزيائية

تنعكس هذه التأثيرات على مواد بناء المنشأ حيث يعمل الماء الجارى بسرعات كبيرة والمحمل بالمواد الرسوبية على تآكل الأسطح الحجرية والخرسانية للمنشآت كما تتعرض الأجزاء المعدنية للتآكل مما يجعل سمكها الفعال فى تناقص تدريجى مستمر.

3-1 تصميم فرش منشآت التحكم Design of Apron

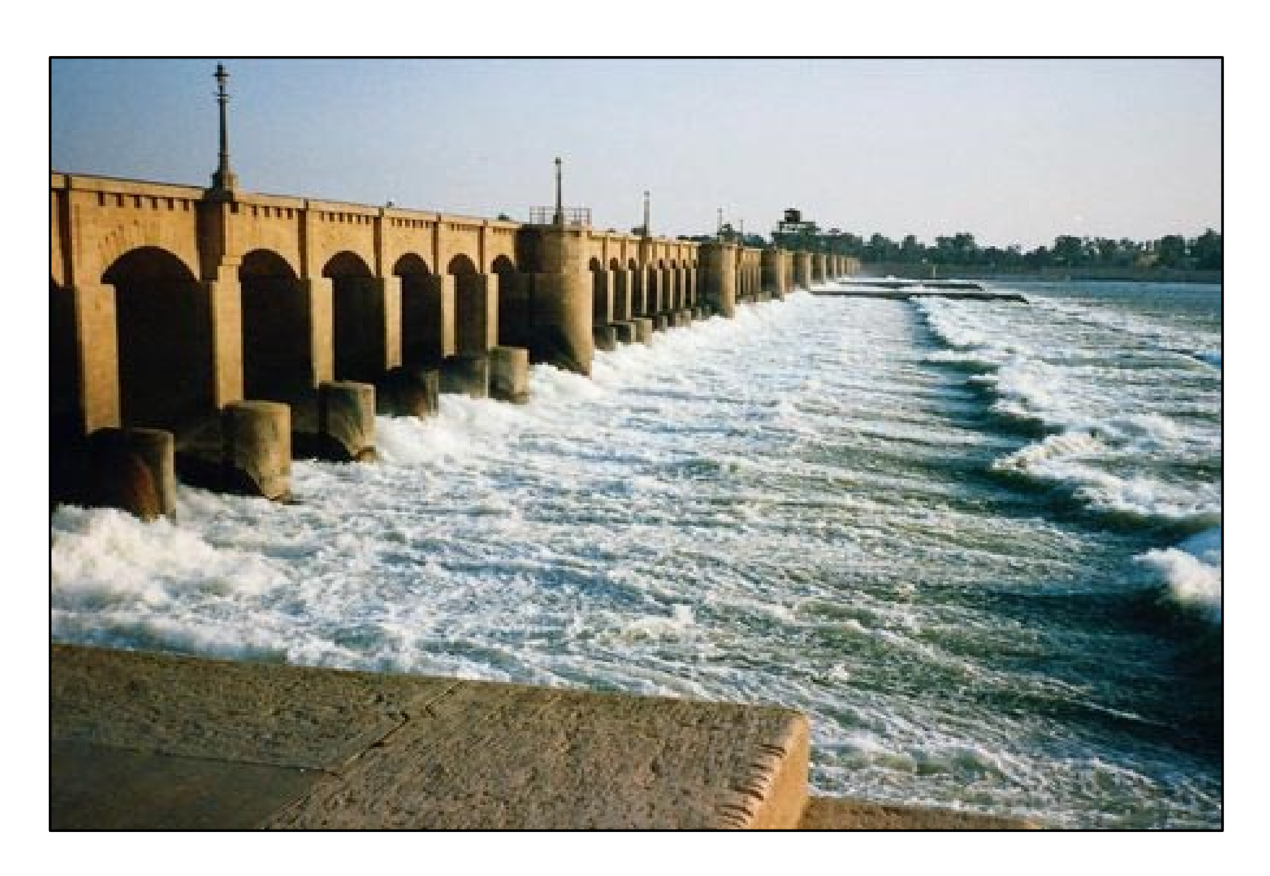
يعتبر تسرب المياه تحت فرش منشآت التحكم وما يتبعه من تأثيرات من أهم العوامل التى يجب أن تؤخذ فى الاعتبار عند تصميم تلك المنشأت. ويجب أن يراعى فى تصميم فرش منشآت التحكم أن يكون ذا طول وسمك كافيين على النحو التالى:

أولاً: إن طول الفرش يكون مناسباً إذا تحقق به هدفان اساسيان:

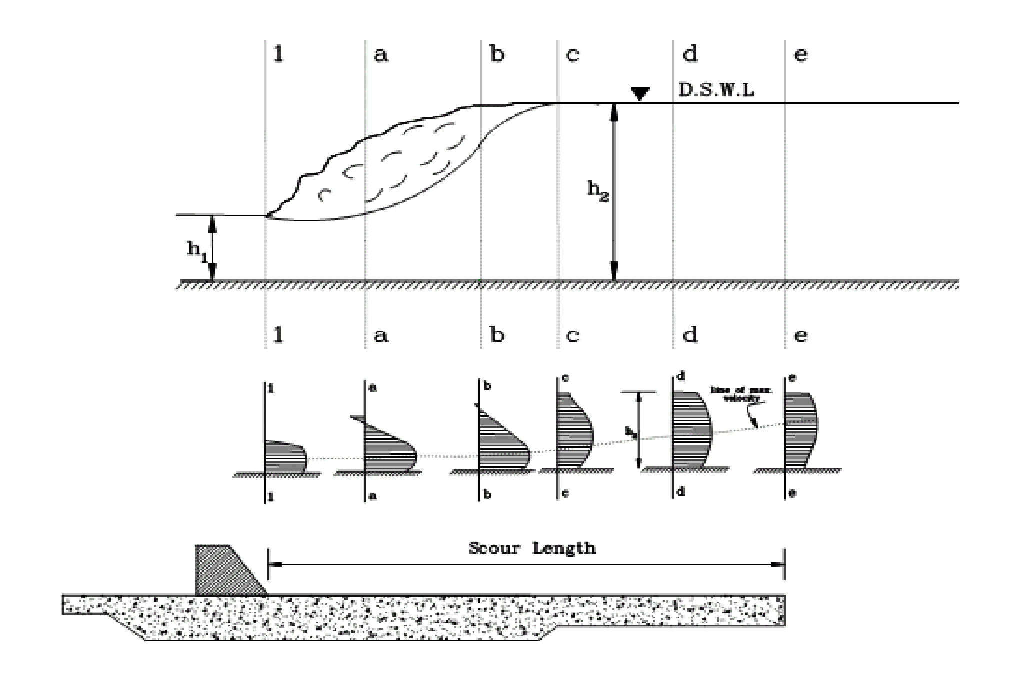
1- توفير الحماية الخلفية لقاع القناة الخلفية ضد جرف التربة Downstream scour نتيجة للسرعات الكاسحة التى ينبعث بها التدفق عبر منشأ التحكم (شكل 1-2)، وبديهى أنه كلما طال الفرش كلما أتيحت الفرصة لتبديد جزء كبير من طاقة الحركة، وبالتالى تخفيض سرعة التدفق مع تعديل هيئة توزيعها وذلك قبل وصول التدفق إلى بداية القاع الرخو بالقناة الخلفية (شكل 1-3) . وليت الأمر يقتصر على القاع الترابى للقناة فقط، بل إن سلامة المنشأ نفسه قد تتهدد نتيجة أن جرف التربة يترك حفراً يتزايد حجمها مع الوقت متقدمة نحو تربة الأساس التى يرتكز عليها الفرش نفسه.
2- تتعرض منشآت التحكم المؤسسة على تربة مسامية لرشح وتسرب المياه Percolation تحت فروشات هذه المنشآت نتيجة لوجود إختلاف بين أعماق المياه فى الأمام والخلف (إتجاه التسرب تحت فرش المنشأ من الأمام إلى الخلف)، لذا فلا بد أن يوفر طول الفرش إنحداراً هيدروليكياً مناسباً للمياه المتسربة تحت الفرش، وهو الانحدار الذى لا يكون شديداً بدرجة تكون معها سرعة الرشح كبيرة بدرجة يتسبب عنها "استنزاف تحتى Undermining" وهو المصطلح الذى يعنى حدوث تكهفات فى تربة الأساس نتيجة اكتساح المياه

المتسربة لبعض ذرات التربة تاركة فراغات تحت الفرش تشكل مع تكرارها خطورة جسيمة على المنشأ (شكل 1-4). كما قد يسبب زيادة الانحدار الهيدروليكى عند نهاية الفرش إلى زيادة سرعة خروج الماء فى هذه المنطقة وحدوث ظاهرة الفوارات Piping .

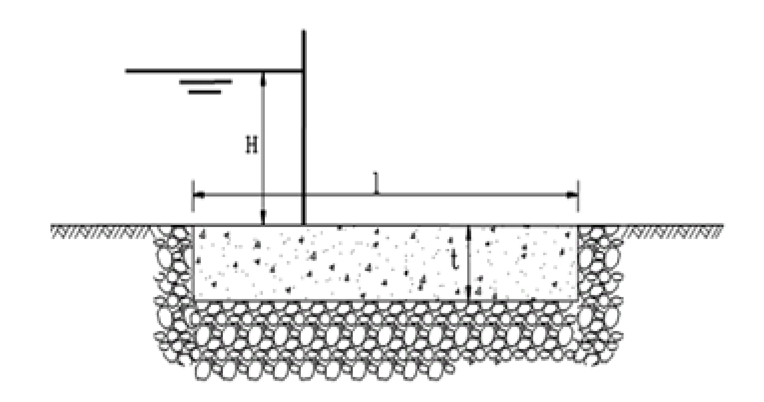
ثانياً: إن سمك الفرش يكون مناسباً إذا كان كافياً لمجابهة ضغوط الرفع Uplift pressures الناتجة عن التسرب بالإضافة إلى الإجهادات التى تؤثر بها الأحمال الأخرى مثل الوزن الذاتى للمنشأ المختلفة كذا الأحمال الحية التى قد تضاف فى مختلف الظروف.



شكل (1-2): السرعات الكاسحة للتدفق خلف إحدى منشات التحكم (قناطر أسيوط)



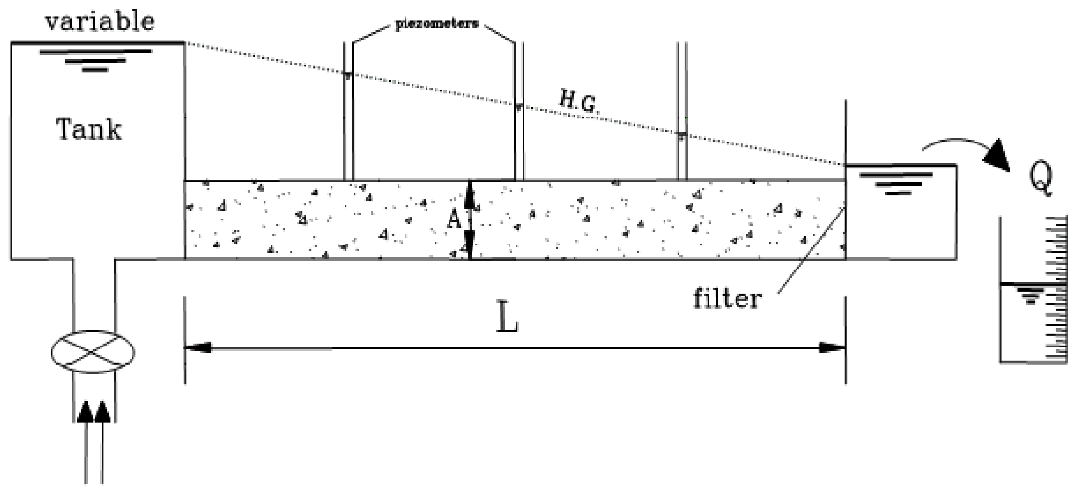
شكل (1-3): توزيع سرعات التدفق على امتداد الفرش



شكل (1-4): الاستنزاف التحتى للتربة أسفل فرش منشأ التحكم

4-1 طول مسار التسرب بإستخدام "قانون دارسى"

يطبق قانون دارسي Darcy law لسريان المياه في الأنابيب علي سريان المياه خلال فراغات التربه تحت تأثير فرق ضغط هيدروليكي لوجودها علي مستويات رأسيه مختلفه مما يسبب انحداراً هيدروليكياً بين أي نقطتين علي خط السريان ويفترض قانون دارسي أن السريان مستمر وخطي وهما ينطبق غالبا علي سريان المياه في الرمل الناعم والطمي والطين ولكن لا ينطبق في الغالب علي الرمل الخشن والزلط. كذلك فإن القانون يفترض أن سريان المياه في خط مستقيم وأن معدل فقد الطاقه ثابت علي طول الخط.



شكل (1-5): تحديد طول التسرب باستخدام قانون دارسى

ينص القانون:

أن سرعة سريان المياه تتناسب مع الانحدار الهيدروليكي: V=Ki , V&i

حيث:

V = سرعة التصرف

K = ثابت يسمي معامل النفاذية.

i = الميل الهيدروليكي (h/L).

H = قيمة الضاغط البيزومترى.

L = طول مسار التسرب (شكل 1-5).

$$\mathbf{V_{max} = (H_{max}/L) * K}$$

$$\mathbf{L = (K/ V_{max}) * H_{max}}$$

$$\mathbf{L = c\ h} \qquad \mathbf{(1\text{-}1)}$$

حيث:

h = قيمة الضاغط البيزومترى الأقصى.

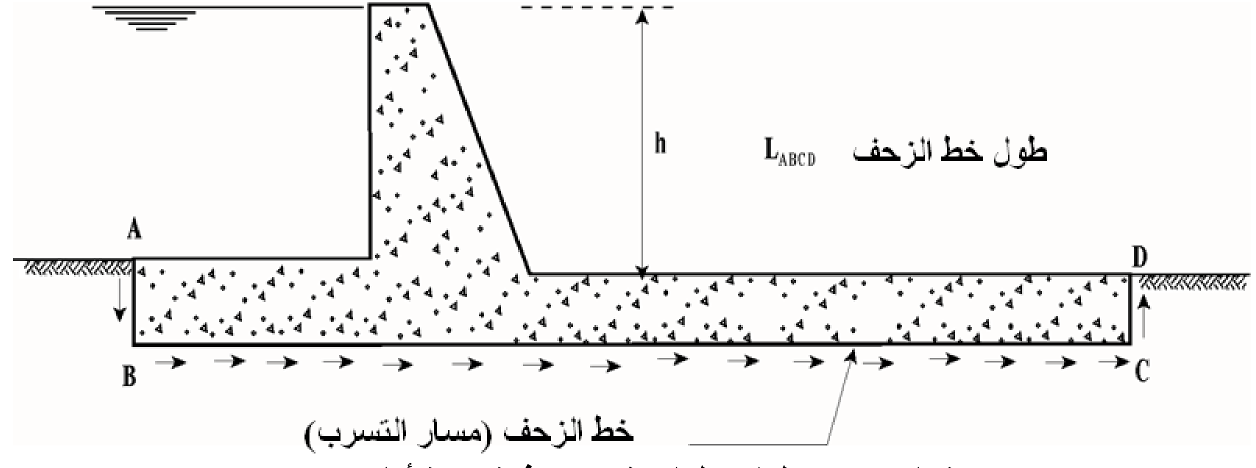
c = معامل يعتمد على نوع التربة أسفل الفرش.

5-1 نظرية بلاى Bligh المعروفة بنظرية "خط الزحف Creep length"

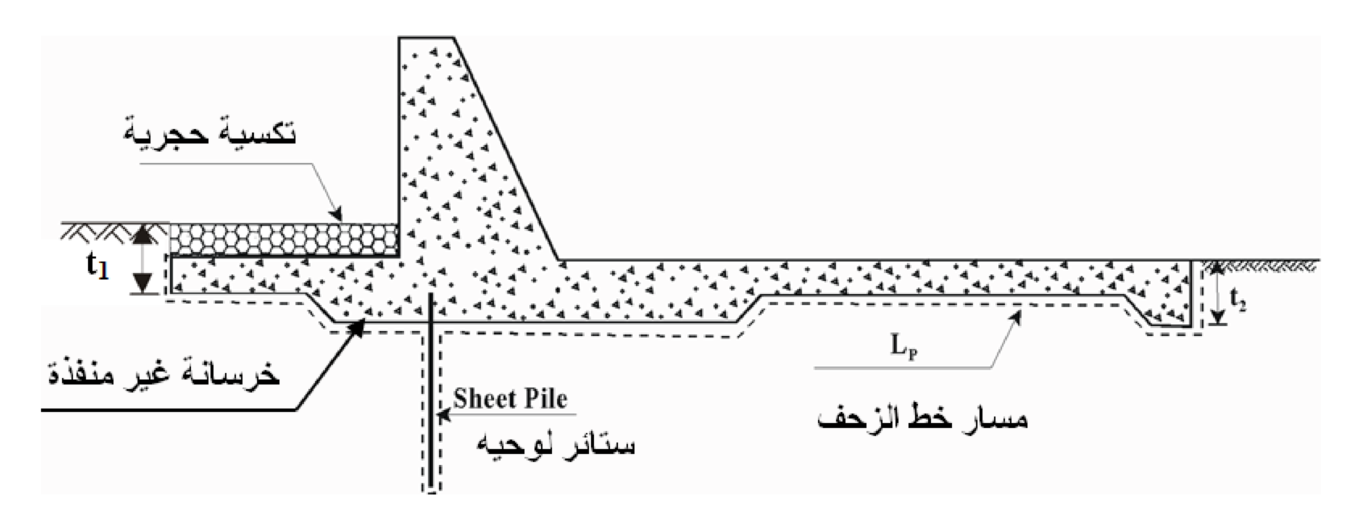
يتضمن فرض بلاى أن الانحدار الهيدروليكى ثابت على مدى طول الخط ABCD من الفرش (شكل 1-6)، وأطلق بلاى على هذا الخط اصطلاح "خط الزحف"، وهو يعبر عن مسار جزئ من مياه التسرب ملامساً للخط الفاصل بين الفرش والتربة. وقد اعتبر بلاى أن طول خط الزحف يساوى الطول الأفقى للفرش المصمت أسفل المنشأ (Lhz) مضافا إليه ضعف سمك الفرش وضعف طول الستائر المعدنية (Lv) (شكل 1-7)، وبالتالى فإن :



$$L_B = C_B\, h \qquad (1-2)$$



شكل (1-6): طول خط الزحف تحت فرش منشأ التحكم



شكل (1-7): طول خط الزحف فى حالة إضافة ستائر لوحيه رأسية تحت فرش المنشأ

حيث:

L_B = طول مسار التسرب حسب مبدأ بلاى $(L_H + L_V)$

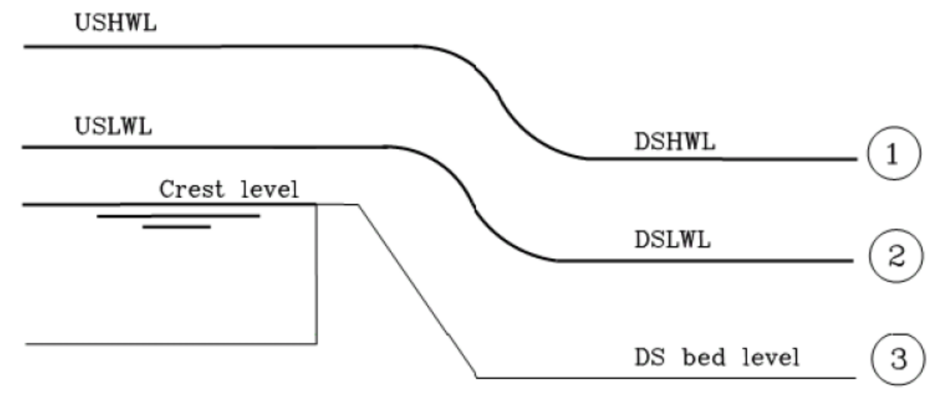
C_B = معامل بلاى كما هو موضح بالجدول رقم (1-1)

h = قيمة الضاغط البيزومترى الأقصى = الفرق الأقصى بين منسوبى الماء بالأمام والخلف (شكل 1-8)، ويتم حسابه كالآتى، على أن تؤخذ القيمة الأكبر:

h = USHWL – DSHWL **(1)**

h = USLWL – DSLWL **(2)**

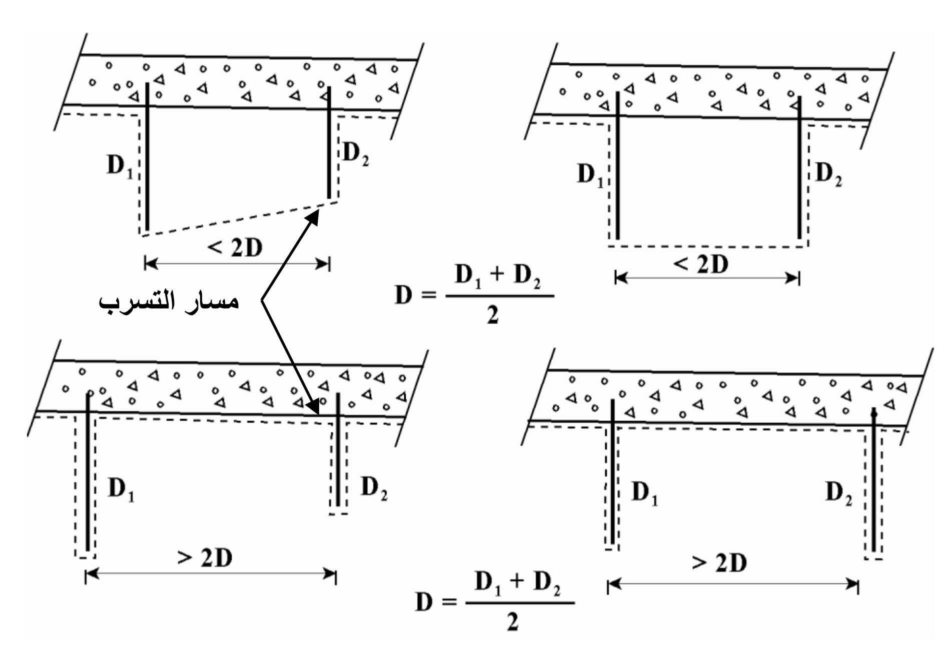
h = Crest level –DSBL **(3)**



شكل (1-8): طريقة حساب الضاغط الببيزومترى الأقصى

1-5-1 الزحف على القواطع الرأسية Creep along Cutoffs

لتقليل طول الفرش يمكن إستخدام الحوائط الرأسية القاطعة التى تعمل من الستائر اللوحية المعدنية أو الخرسانية أو تعمل من خنادق رأسية مملوءة بتربة مدموكة قليلة النفاذية. ويمكن عمل صفين أو أكثر من الستائر اللوحية مع مراعاة إختيار مسافة بينية مناسبة بين صفوف الستائر اللوحية كما هو مبين بالشكل (1-9).



شكل (1-9): تأثير التباعد بين صفوف الستائر اللوحية على طول مسار التسرب تحت الفرش

2-5-1 نظرية لين Lane "الطول الفعال للزحف Weighted creep length"

قام لين باشتقاق مفهوم جديد من فرض بلاى لحساب طول خط الزحف، أطلق عليه " نظرية الطول الفعال للزحف". ويتلخص هذا المفهوم فى إعطاء وزن أكبر للزحف على الأسطح الرأسية أو التى تنحدر انحداراً شديداً منه للزحف على الأسطح الأفقية أو التى تنحدر انحداراً خفيفاً. وقد علل ذلك بأنه ليس من الممكن دائماً ضمان تلاصق تام بين الأجزاء المنبسطة من الفرش والتربة المفككة أو الرخوة نسبياً، وطبقاً لمبدأ "المسار الأقل مقاومة"، فإنه غالباً ما يحدث تجمع أو تزاحم لخطوط التدفق على امتداد مسار الزحف فى المواضع المنبسطة من سطح الفرش الملاصق للتربة، وبالتالى تكون تلك المواضع متميزة بسرعات عالية للتسرب، وذلك بطبيعة الحال قد يؤدى إلى استنزاف تحتى Undermining بتربة التأسيس.

ويحسب طول مسار التسرب حسب معادلة لين على أنه مجموع ثلث الأطوال الأفقية مضافا إليه مجموع الأطوال الرأسية

$$L_L = C_L\, h \qquad (1\text{-}3)$$

حيث:

L_L = طول مسار التسرب حسب مبدأ لين $(1/3\ L_H + L_V)$ ويعتبر المسار رأسيا إذا زاد ميله عن 45^0 مع الأفقى

C_L = معامل لين كما هو موضح بالجدول رقم (1-1)

3-5-1 كفاءة استخدام القواطع الرأسية أسفل فروشات منشأت الرى Efficiency of Cutoffs under Aprons of Irrigation Structures

طبقاً للدراسات المعملية ، والتى أجريت بقسم الهندسة المدنية - كليه الهندسة – جامعة الأزهر، والتى تمت بهدف دراسة كفاءة أوجه القواطع الرأسية المختلفة The efficiencies of both faces فى الأماكن الحرجة المختلفة Critical sections فى تبديد طاقة خط الزحف أسفل فروشات منشأت الرى، وذلك بغرض التحقق مما إذا كانت هذه الكفاءة متساوية لكل من وجهى نفس القاطع من عدمه. ولقد أظهرت النتائج إلى أن أوجه هذه القواطع لا تعمل بنفس الكفاءة فى تبديد طاقة خط الزحف سواءاً لنفس القاطع أو عند استخدامه فى أماكن مختلفة أسفل نفس الفرش، حيث ينبغى أخذ ذلك فى الاعتبار عند تصميم فروشات منشأت الرى. كما قدمت هذه الدراسات بعض المنحنيات التصميمية التى يمكن استخدامها عند تصميم هذه الفروشات.

جدول (1-1): قيم المعاملات C_L & C_B المستخدمة فى معادلات بلاى ولين لحساب طول مسار التسرب

C_L	C_B	نوع التربة	
8.5	18	Very fine sand or silt	رمل ناعم جدا أو سلت
7	15	Fine sand	رمل ناعم
6	-	Medium sand	رمل متوسط
5	12	Coarse sand	رمل خشن
4	-	Fine gravel	زلط ناعم
3.5	-	Medium gravel	زلط متوسط
-	9	Gravel and sand	زلط ورمل
3	-	Coarse gravel with cobbles	زلط خشن مع ركام
2.5	-	Boulders with cobbles & gravel	رجام مع ركام وزلط
-	6 - 4	Boulders, gravel and sand	رجام وزلط ورمل
3	-	Soft clay	طين ناعم
1.8	-	Medium clay	طين متوسط
1.8	-	Hard clay	طين صلب
1.6	-	Very hard clay or hardpan	طين شديد الصلابة

6-1 القواعد العامة لحساب الضغوط البيزومترية Piezometric heads وضغوط الرفع Uplift Pressures

أولاً: الضاغط البيزومترى Piezometric head:

$$h_n = p/\gamma + z - L_n (1/c) \qquad (1\text{-}4)$$

حيث:

h_n = الضاغط البيزومترى عند نقطة "n".

p/γ = سمت الضغط Pressure head عند النقطة "n" منسوباً إلى سطح المياه بالأمام .

z = بعد النقطة "n" عن مستوى المقارنة مع مراعاة الإشارة.

L_n = طول مسار التسرب حتى النقطة "n".

$1/c$ = الانحدار الهيدروليكى للمياه المتسربة اسفل الفرش.

"مؤشر صافى فرق الضغوط البيزومترية Net piezometric heads difference" هو مؤشر الضواغط البيزومترية المحسوب على أساس مستوى المقارنة منطبق مع منسوب المياه بالخلف. وقيم هذا المؤشر هى فقط التى تتخذ أساساً لحساب سمك الفرش عند نقاط الزحف المتتالية.

ثانياً: ضاغط الرفع Uplift pressure:

$$U_n = p/\gamma - L_n (1/c) \qquad (1\text{-}5)$$

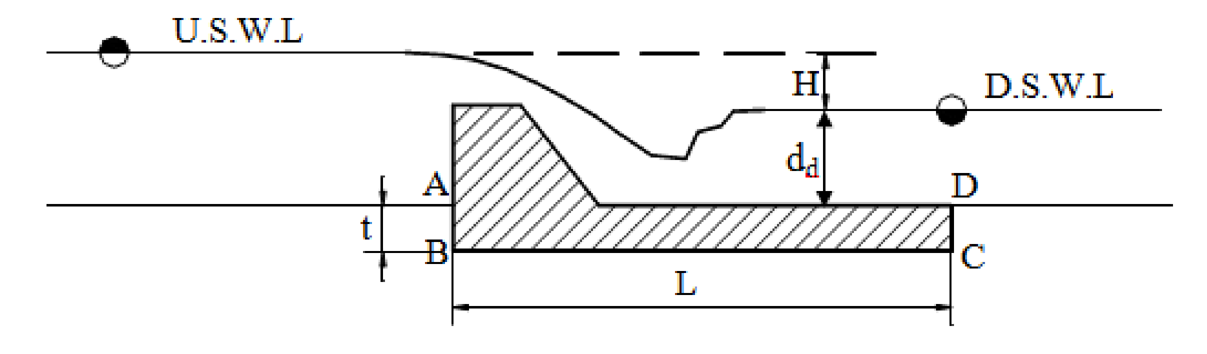
حيث:

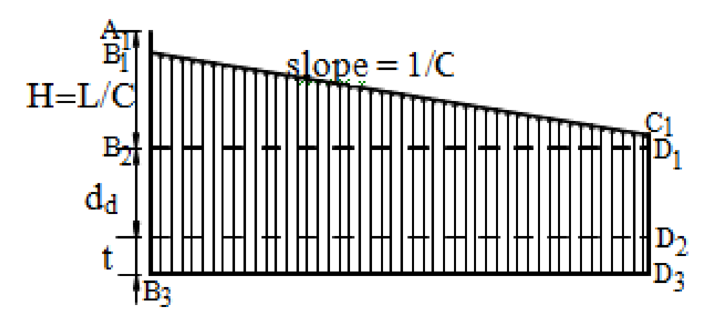
U_n = ضاغط الرفع عند نقطة "n".

ويمكن حسابه أيضاً من الصيغة التالية:

$$U_n = h_n - z \qquad (1\text{-}6)$$

والشكل (1-10) يبين مؤشراً لكل من ضغوط الرفع والضغوط البيزومترية أسفل أحد فروشات الرى





A1B1C1D1B2 Pizometric head diagram

A1B1C1D2B3 Upward pressure head diagram

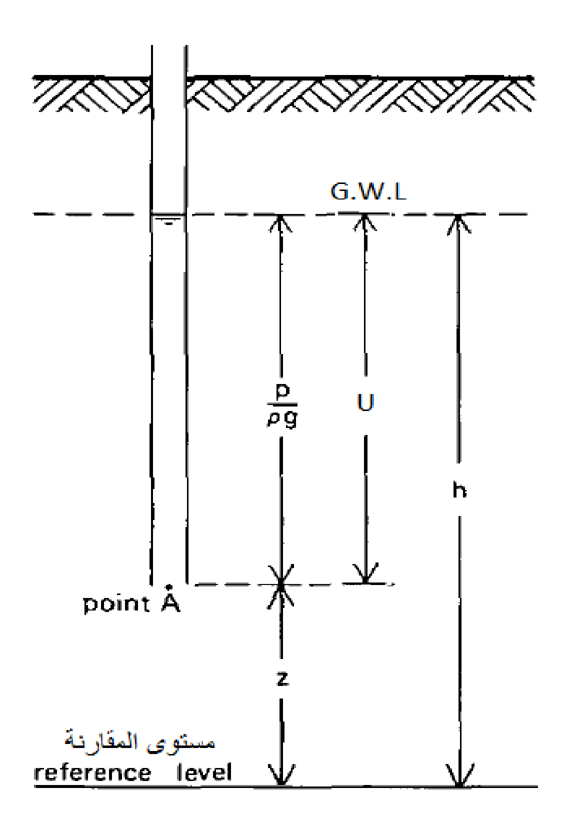
شكل (1-10): موشر الضغوط البيزومترية وضغوط الرفع

ثالثاً: تحديد منسوب الماء الأرضى Groundwater level

من الشكل (1-11) يتبين أن:

منسوب الماء الأرضى (G.W.L) = الضاغط البيزومترى (h) + منسوب مستوى المقارنة

= ضاغط الرفع (U) + منسوب النقطة (A)



شكل (1-11): العلاقة بين منسوب الماء الأرضى والضاغط البيزومترى

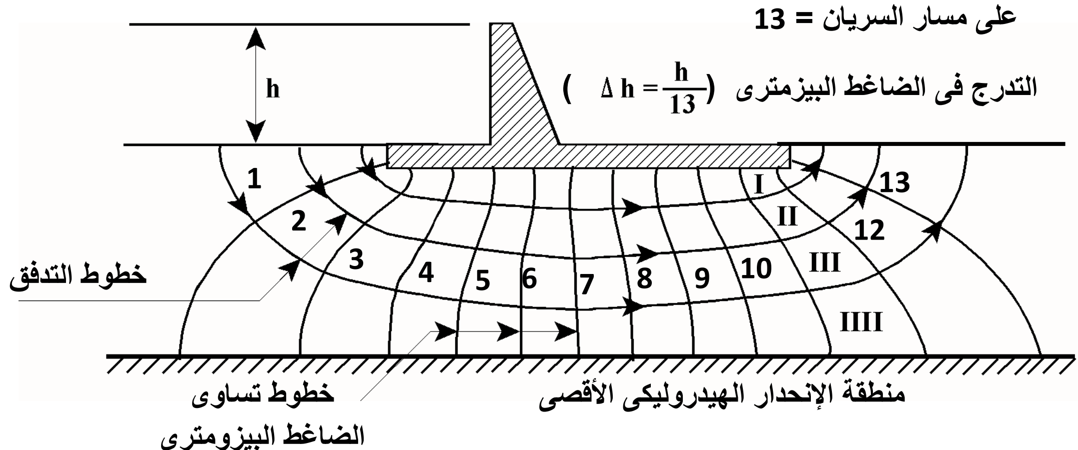
7-1 شبكة السريان Flow Net

يوضح الشكل (1-12) شبكة السريان تحت فرش أحد منشأت التحكم وهى تتكون من مجموعتين من المنحنيات الأولى تبين إتجاه السريان وتسمى بخطوط التدفق Stream Lines والثانية تعطى التدرج فى الضاغط البيزومترى من القيمة القصوى أمام المنشأ إلى القيمة الصغرى خلف المنشأ.

وترسم شبكة السريان بحيث تتعامد خطوط التدفق مع خطوط تدرج الضاغط البيزومترى Equipotential Lines لتكون مربعات منتظمة بقدر الإمكان. ويمكن تحديد قيمة الإنحدار الهيدروليكى عند أى نقطة فى الوسط المسامى تحت فرش منشأ التحكم وذلك بقسمة التغير فى الضاغط البيزومترى عند المربع المناظر لهذه النقطة (Δh) على طول خط السريان لهذا المربع (ΔL) ولما كان التدرج فى الضاغط البيزومترى (Δh) ثابت لكل الشبكة فإنه كلما قلت أبعاد المربع فى شبكة السريان كلما زادت قيمة الإنحدار الهيدروليكى.

ويمكن تحديد سرعة السريان عند آيه نقطة فى الوسط المسامى من تطبيق معادلة دارسى التى تعطى سرعة السريان (V) كحاصل ضرب معامل نفاذية التربة (K) والإنحدار الهيدروليكى لهذه النقطة (i) .

ويتضح أيضا من الشكل (1-12) أن أقصى سرعة لخروج المياه رأسيا لأعلى تكون عند نهاية الفرش من جهة الخلف. ويتضح أيضا أن الإنحدار الهيدروليكى ليس ثابتا على خط الزحف Creep Line (خط التلامس بين فرش المنشأ والتربة الملاصقة له) كما هو الحال فى معادلة بلاى التى تفترض ثبات سرعة السريان وكذلك ثبات الإنحدار الهيدروليكى على خط الزحف والذى تعطى قيمته بالنسبة (h / L_B) .



شكل (1-12): شبكة السريان تحت فرش المنشأ

8-1 حساب سمك الفرش Thickness of Apron

يتعرض السطح السفلى لفرش منشأت التحكم لضغط من أسفل إلى أعلى نتيجة لتسرب المياه تحت الفرش ويقاوم هذا الضغط بتأثير وزن عمود الماء فوقه (إن وجد) وكذلك وزن الفرش الخرسانى نفسه. ويمكن بدراسة الإتزان الرأسى لوحدة المساحات من فرش المنشأ حساب قيمة سمك الخرسانة العادية المطلوب لمقاومة قوى الدفع لأعلى وذلك من المعادلة (1-7).

$$T = (1.3\ h) / (\gamma_f - 1) \qquad (1\text{-}7)$$

حيث:

T = سمك الخرسانة العادية اللازمة لفرش المنشأ عند القطاع الحرج

γ_f = الوزن النوعى للخرسانة العادية المستخدمة

h = الضاغط البيزومترى بالمتر

9-1 ظاهرة الفوارات Piping

إن المياه المتسربة تحت الفرش حينما تقترب من نهايته وتصل إلى الحرف الخلف للفرش فإن الانحدار الهيدروليكى للتسرب خلال التربة فى تلك المنطقة قد يكون كبيراً بدرجة تكفى لتحريك التربة إلى أعلا محدثاً بذلك ما يعرف بظاهرة الفوارات Piping، وخطورة تلك الظاهرة أنها تتزايد مع الوقت على شكل جرف للتربة يتقدم أسفل الفرش (فى عكس اتجاه التسرب) وقد تتزايد شدة هذا الجرف إذا كان الفرش قد نشأت تحته ظاهرة الاستنزاف التحتى Undermining، فإذا ما اتحد التأثيران معا تكون الخطورة جسيمة على المنشأ كله.

والشكل (1-13) يبين نقطة (e) واقعة على المستوى الرأسى المار بحرف الفرش.

الضغط لأعلى Upward pressure عند النقطة (e):

$$\textbf{Upward pressure} = (h_e+d_d+d_e)\,\gamma_W \qquad (1\text{-}8)$$

الضغط لأسفل Downward pressure عند النقطة (e):

$$\textbf{Downward pressure} = (d_d+d_e)\,\gamma_W + d_e{*}\,\gamma_S \qquad (1\text{-}9)$$

حيث:

h_e = الضاغط البيزومترى عند النقطة (e).

γ_S = الوزن النوعى للتربة المغمورة.

وبتساوى المعادلتين فى حالة الاتزان نجد أن:

$$h_e * \gamma_W = d_e * \gamma_S \qquad (1\text{-}10)$$

ونظراً لأن الوزن النوعى للماء (γ_W) = 1 طن/م^3، والوزن النوعى للتربة الجافة فى الحالة المتوسطة (γ_d) = 1.60 طن/م^3 ونسبة الفراغات بالتربة 40 % ، يكون الوزن النوعى للتربة المغمورة (γ_S) = 1 طن/م^3. ومن ثم تؤول المعالدلة 1-10 إلى الصورة:

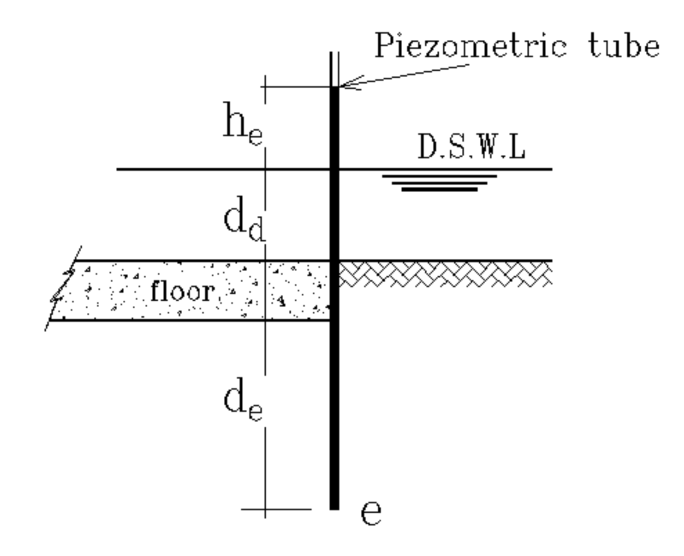
$$h_e = d_e \qquad (1\text{-}11)$$

وللأمان من ظاهرة الفوارات:

$$P = d_e/\,h_e \qquad (1\text{-}12)$$

حيث:

P = معامل الأمان من الفورات ويكون فى حدود من 4 إلى 10



شكل (1-13): اصطلاحى للضاغط البيزومترى عند نقطة فى المستوى الرأسى الذى يمر بالحرف الخلفى لفرش منشأ التحكم

10-1 إستخدام المرشحات والبلوكات لتأكيد الأمان ضد الاستنزاف التحتى

يجب تأكيد الأمان ضد الاستنزاف التحتى للتربة Undermining وذلك بعمل الجزء الخلفى بعد الفرش من مواد متدرجة غير متماسكة تعمل على خروج مياه الرشح دون تحريك حبيبات القاع ويمكن الإختيار بين عدة بدائل كما هو موضح بالشكل (1-14).

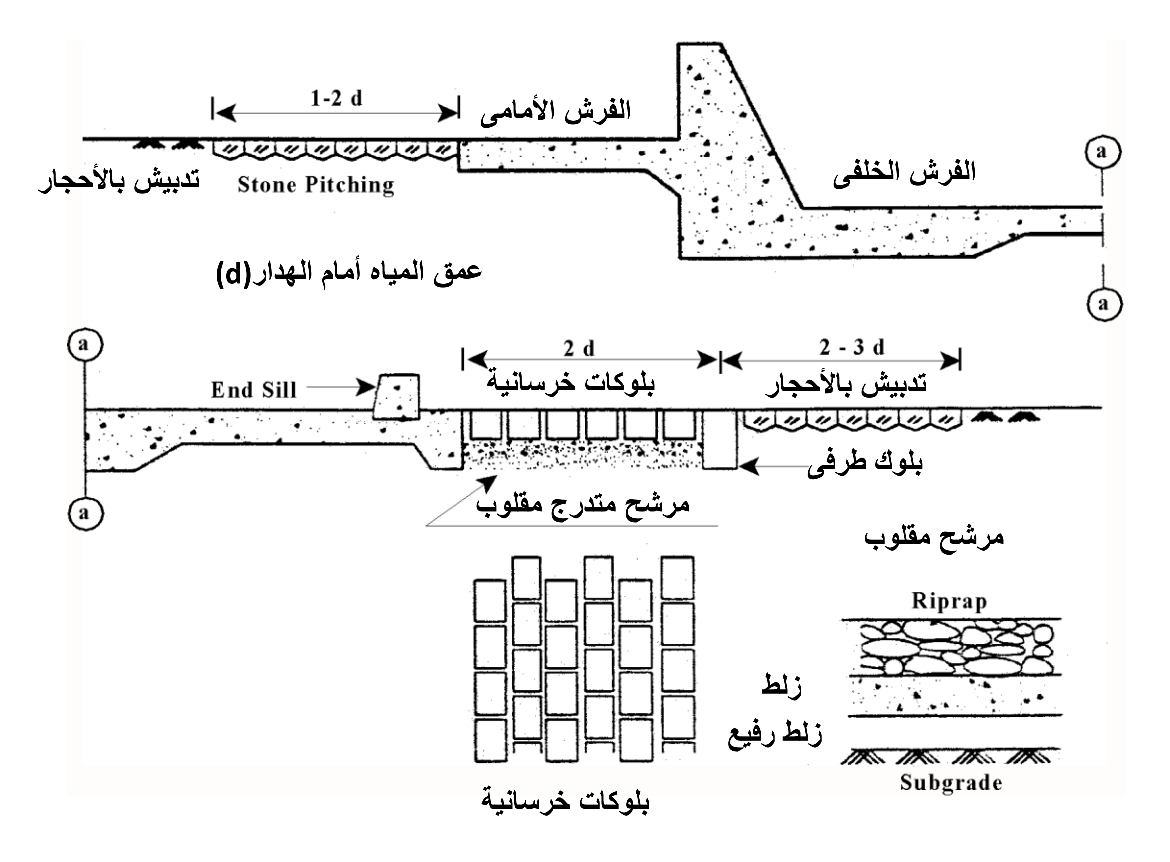
* مرشحات مقلوبة Reversed Filters تتكون من طبقات يزيد معامل نفاذيتها من أسفل إلى أعلى ويمكن الإسترشاد بأسماك الطبقات المختلفة التالية فى حالة الإنشاء فى ظروف الجفاف :

- طبقة رمل وزلط صغير بسمك لا يقل عن 0.5 - 0.10 متر .
- طبقة زلط بسمك لا يقل عن 0.10 - 0.20 متر .
- أحجار بسمك لا يقل عن 1.5 إلى 2.0 قطر أكبر الأحجار المستخدمة.

* تكسيات حجرية على الناشف أو أحجار ملقاة Riprap .

* بلوكات خرسانية أسفلها فلتر وتستخدم فى المنشآت الكبيرة وتكون البلوكات سابقة الصب بأبعاد (1.00 x 0.75 x 0.50) متر أو (0.75 x 0.75 x 0.50) متر. وتوضع البلوكات فى صفوف خلافية (Staggered) مع ترك مسافات بينية تتراوح ما بين (1- 3) سم .

* طبقة من الخرسانة العادية بسمك 0.50 متر مزودة بأنابيب رأسية بدلا من البلوكات وتعمل فوق طبقة من الزلط المتدرج.



شكل (1-14): ترتيب الجزء الخلفى بعد فرش المنشأ من مواد غير متماسكة

11-1 طول الفرش اللازم لمقاومة الجرف الخلفى Downstream Scour

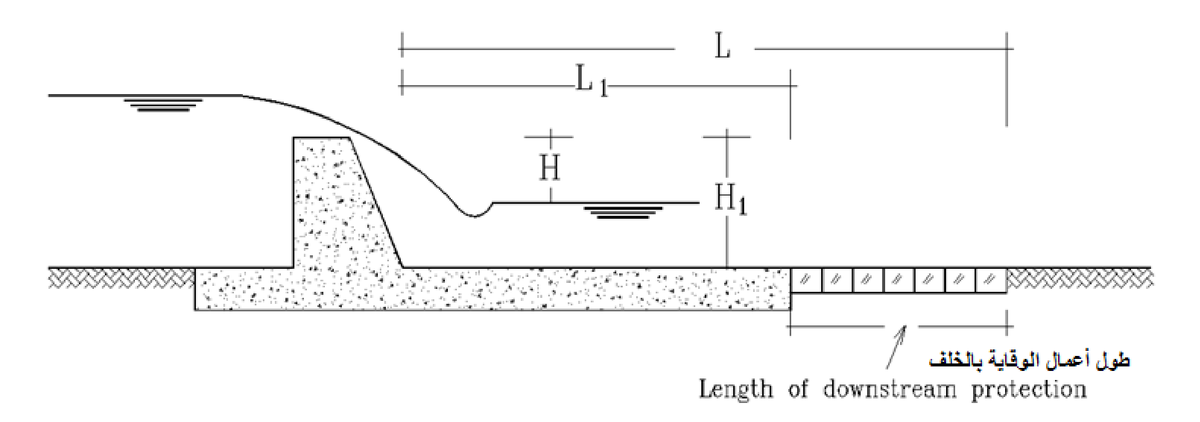
نتيجة لسقوط المياه عبر منشأ التحكم تتزايد السرعات خلف المنشأ وعلى إمتداد طول معين يعرف بمسافة النحر أو مسافة الجرف الخلفى التى يعود بعدها توزيع السرعات إلى وضعه الطبيعي. ويتم حساب طول الفرش اللازم لمقاومة الجرف الخلفى (المسافة من نهاية المنشأ وحتى نهاية الفرش بالخلف) باستخدام صيغ بلاى لتصميم أبعاد الفرش على أساس الأمان من الجرف الخلفى على النحو التالى:

أولاً: للهدارات:

كما هو مبين بالشكل (1-15) بإستخدام المعادلتين التاليتين:

$$L = 3\ C_B\ \sqrt{H/3}\sqrt{q/7} \qquad (1\text{-}13)$$

$$L_1 = 1.20\ C_B\ \sqrt{H_1/3.90} \qquad (1\text{-}14)$$



شكل (1-15): طول الفرش اللازم لمقاومة النحر فى حالة الهدارات

حيث:

L = الطول الكلى للفرش مضافاً إليه طول أعمال الوقاية الخلفية كالكتل الخرسانية والتكسيات

L_1 = طول الفرش

C_B = معامل بلاى للتسرب والمعطى فى الجدول (1-4)

H = السقوط بين قمة الهدار ومنسوب المياه بالخلف

H_1 = المسافة بين قمة الهدار وسطح الفرش العلوى فى حالة الفروشات الأفقية

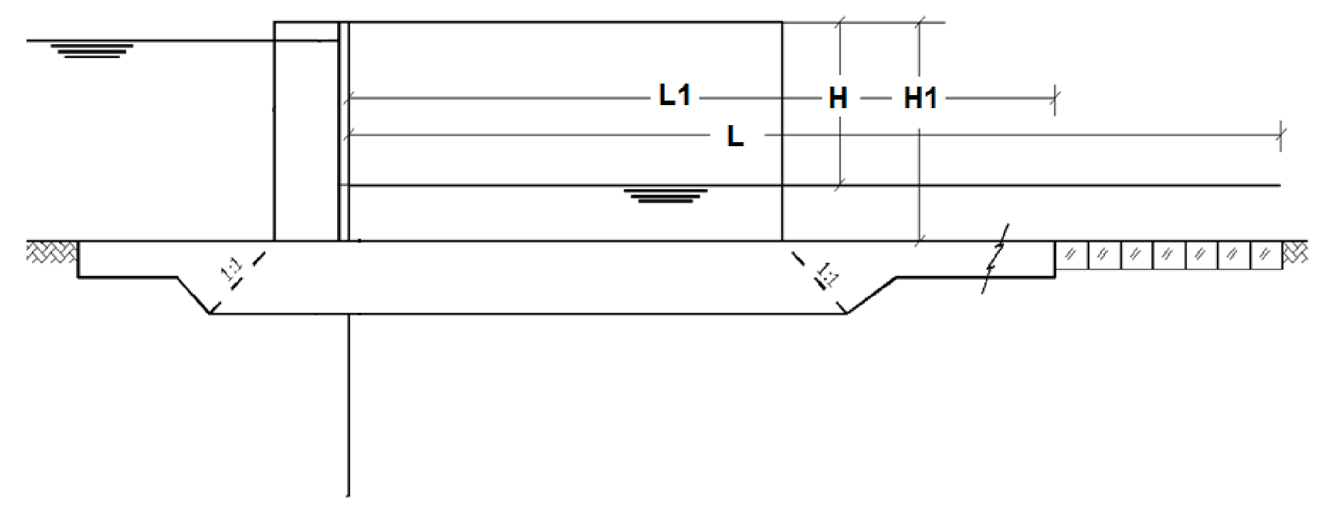
q = معدل التدفق على وحدة الطول من القمة

ثانياً: للقناطر:

كما هو مبين بالشكل (1-16) بإستخدام المعادلتين التاليتين:

$$L = 4.50\, C_B \sqrt{H/4.50}\sqrt{q/7} \quad (1\text{-}15)$$

$$L_1 = 2.10\, C_B \sqrt{H_1/3.90} \quad (1\text{-}16)$$



شكل (1-16): طول الفرش اللازم لمقاومة النحر فى حالة القناطر

حيث:

L = الطول الكلى للفرش مضافاً إليه طول أعمال الوقاية الخلفية كالكتل الخرسانية والتكسيات

L_1 = طول الفرش

C_B = معامل بلاى للتسرب والمعطى فى الجدول (1-4)

H = السقوط بين قمة البوابة ومنسوب المياه بالخلف

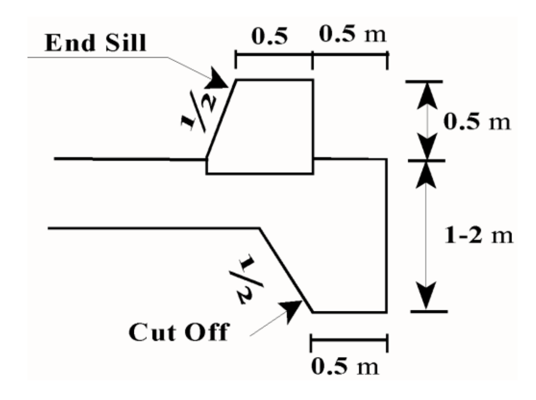
H_1 = المسافة بين قمة البوابة وسطح الفرش العلوى فى حالة الفروشات الأفقية

q = معدل التدفق على وحدة الطول من القمة

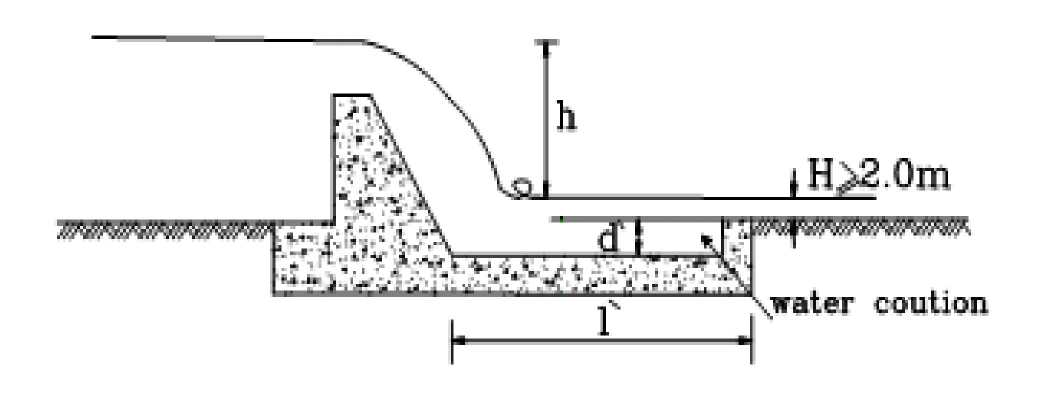
1-11-1 الوسائل المستخدمة للحماية من أثار الجرف الخلفى

يمكن لحماية القاع من آثار الجرف الخلفى إتباع أحد الوسائل الآتية :

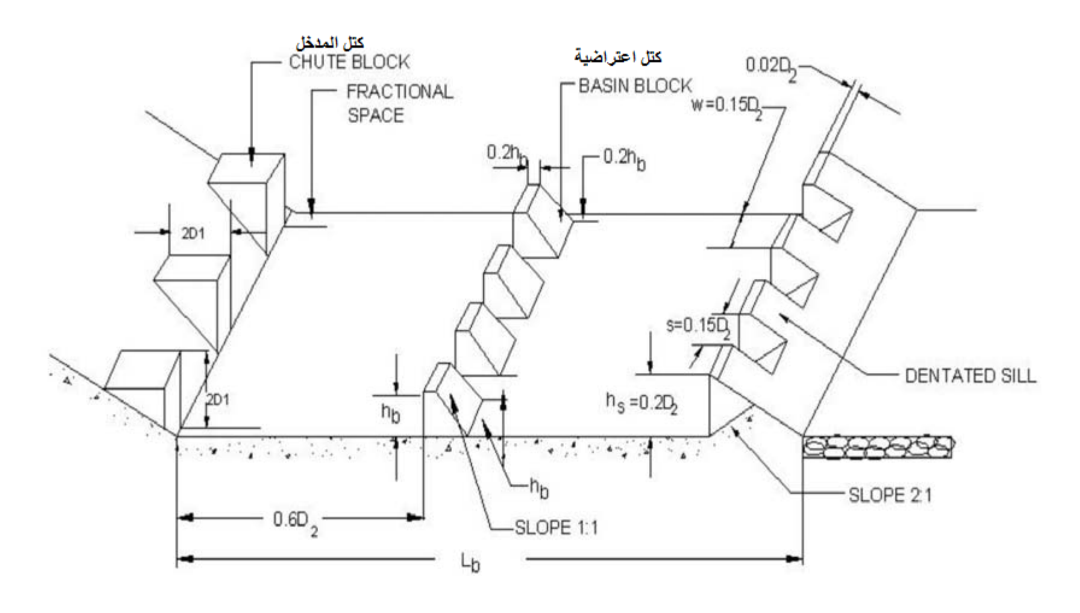
- إنشاء ضفرة صغيرة End Sill بطرف فرش المنشأ من الخلف كما هو موضح بالشكل (1-17).
- خفض منسوب فرش المنشأ تحت منسوب القاع للمساعدة فى تكوين القفزة الهيدروليكية بالقرب من قدمة المنشأ كما هو موضح بالشكل (1-18).
- إنشاء كتل إعتراضية وكتل المدخل والتى توضع عادة عند مدخل حوض التهدئة، و تعمل على امتصاص أكبر قدر ممكن من طاقة الحركة للتيار الكاسح، كما أنها تعمل على رفع القذيفة إلى أعلا عند مرور معدلات التدفق الكبيرة وذلك من شأنه أن يساعد على اتخاذ طول اقتصادى للفرش كما هو موضح بالشكل (1-19).



شكل (1-17): الضفرة الخلفية بطرف فرش الهدار



شكل (1-18): خفض منسوب الفرش تحت منسوب القاع



شكل (1-19): منظور تخطيطى يبين شكل كتل المدخل والكتل الاعتراضية على الفرش

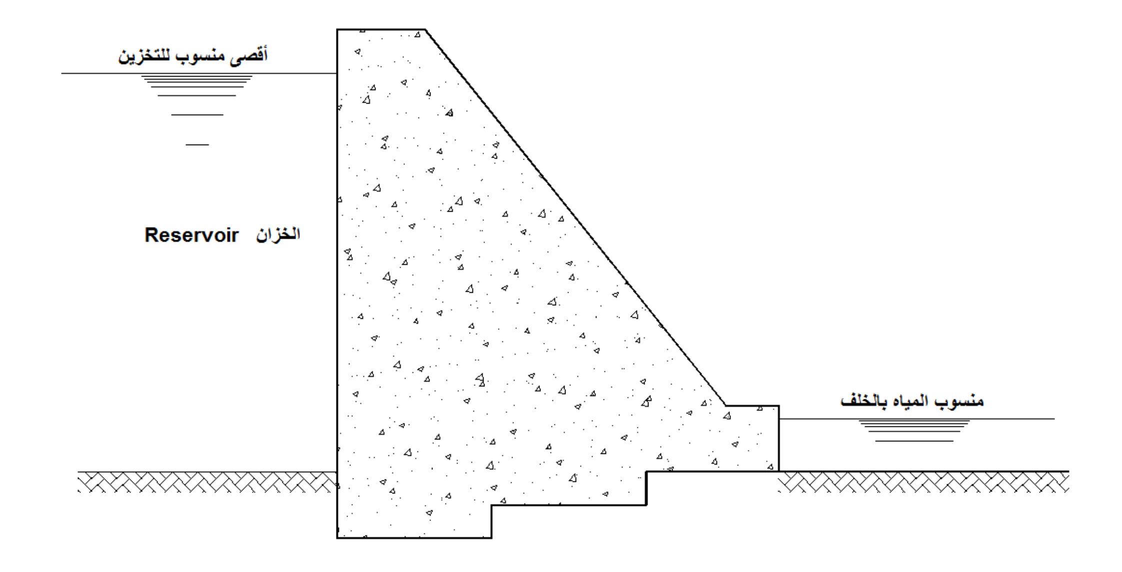
الفصل الثانى

السدود Dams

1-2 الغرض من إنشاء السدود

ترفع السدود منسوب المياه أمامها (شكل 2-1) بغرض :

التخزين لأغراض الرى – الوقاية من أخطار الفيضانات – توليد الطاقة الكهربائية – تنظيم الملاحة .... الخ.



شكل (2-1): توضيحى يبين التخزين أمام السد

2-2 تصنيف السدود

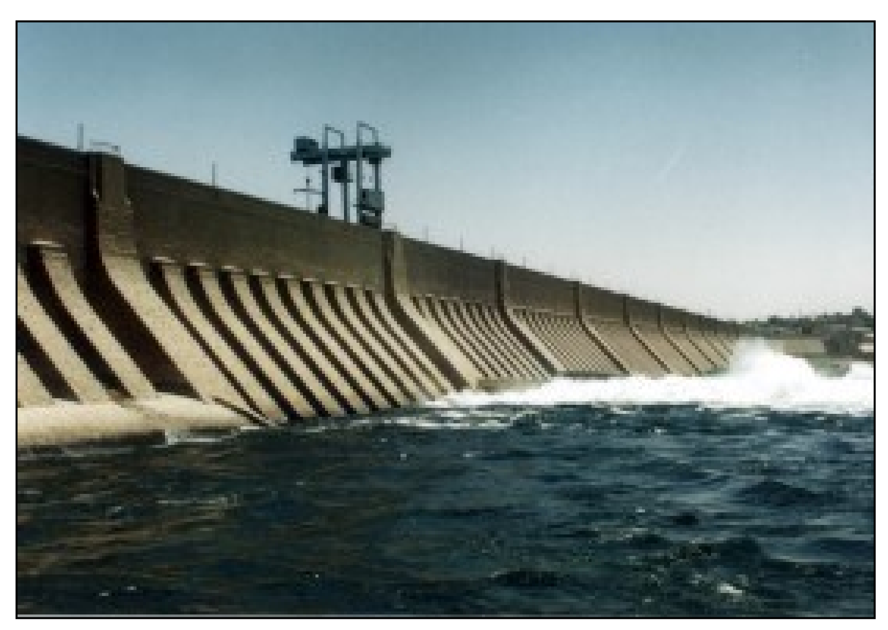
يمكن بصفة عامة تقسيم السدود الى خمسة أنماط :

تثاقلية – عقدية – دعائمية – ترابية – ركامية.

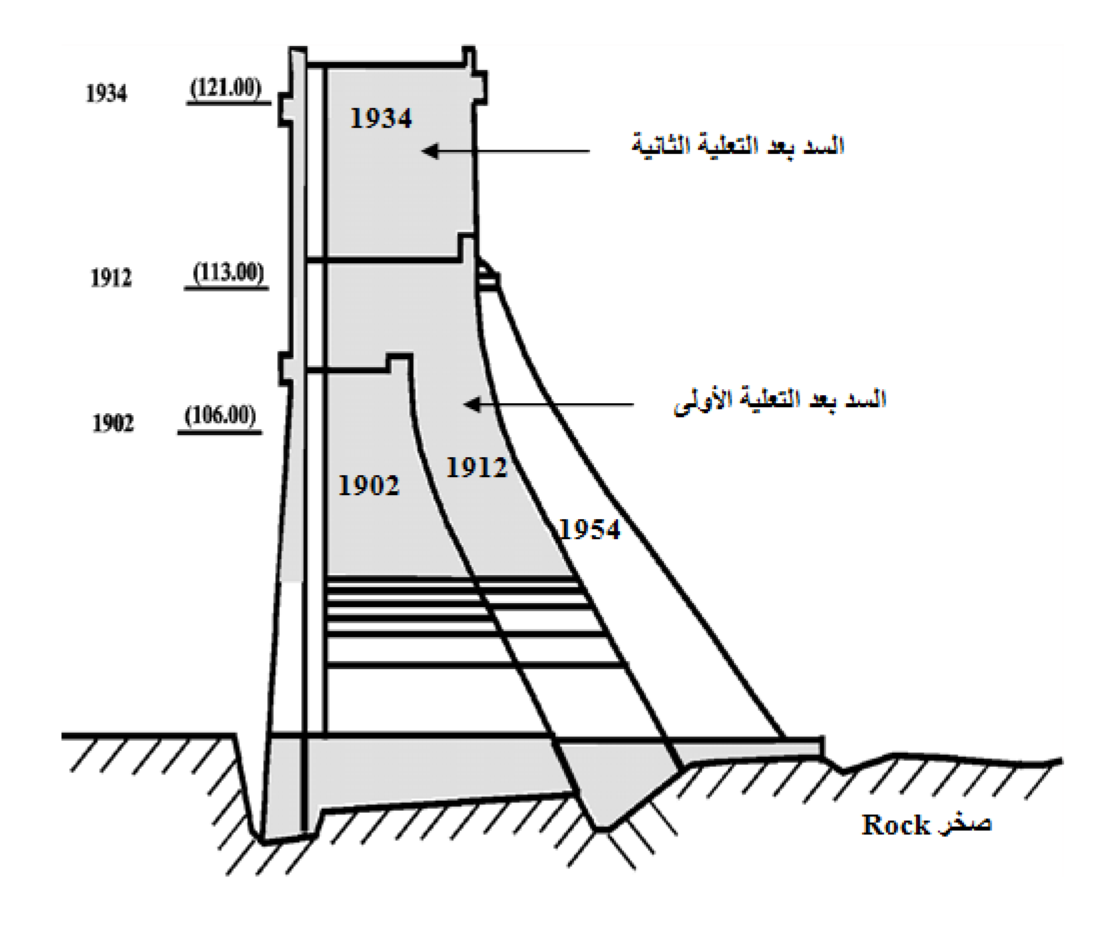
3-2 السدود التثاقلية Gravity Dams

السد التثاقلى Gravity dam هو سد مصمت من الخرسانة العادية أو المبانى مشكل بحيث يتكفل وزنه بضمان إتزانه ضد تأثير كل القوى المؤثرة عليه. وبالتالى فكلما زادت كثافة مادة بنائها كلما كان ذلك أدعى إلى استقرارها (أمكن فى بعض المشروعات الوصول بكثافة الخرسانة العادية المستعملة حوالى 2,50 طن / م3)، بشرط ألا يتعارض ذلك مع قدرة تربة الأساس على تحمل الأجهادات.

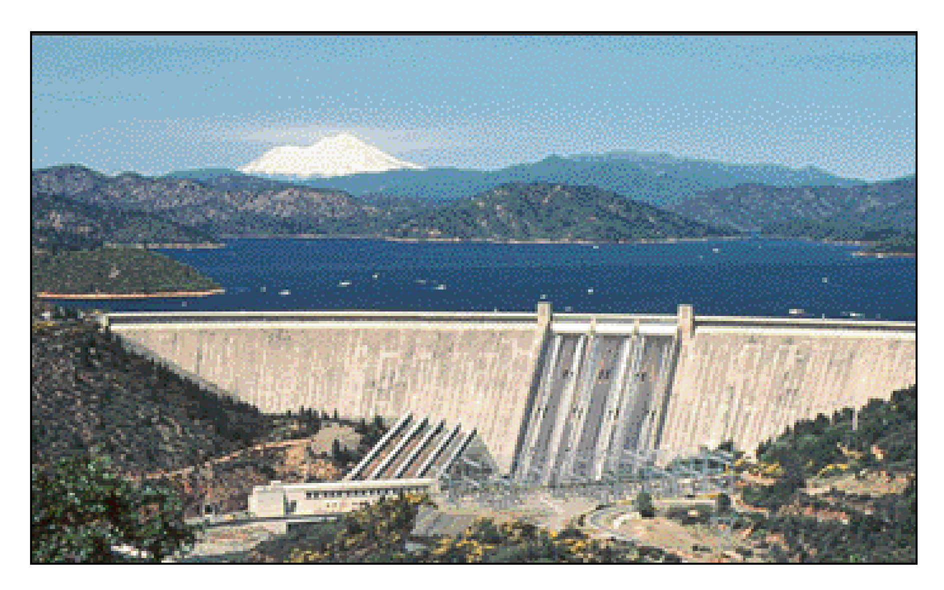
والأشكال من 2-2 إلى 2-5 تبين أمثلة مختلفة للسدود التثاقلية فى أماكن متفرقة من العالم .



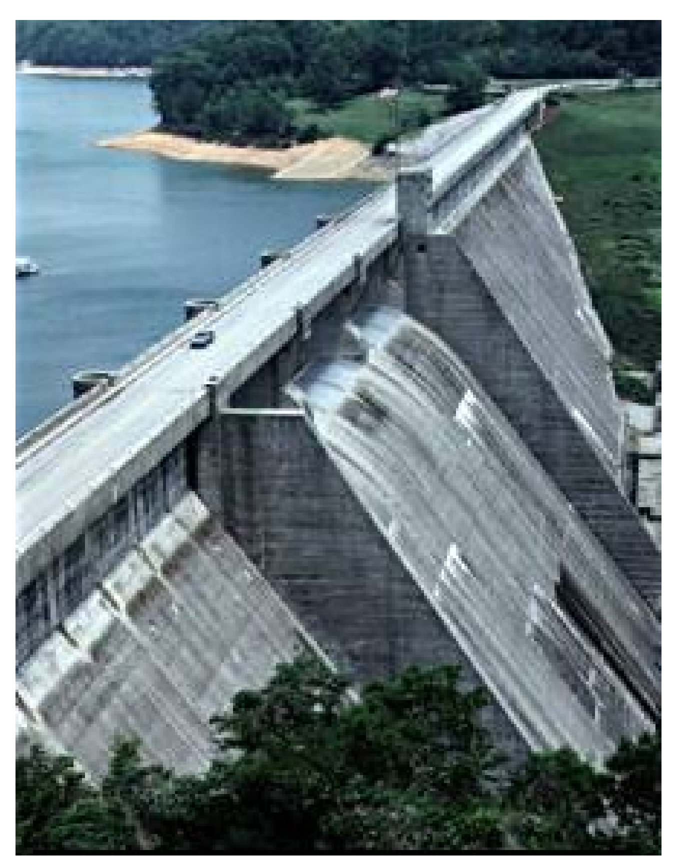
شكل (2-2) : سد أسوان (مصر)، تثاقلي



شكل (2-3): تطورات سعة سد أسوان وتعلياته المختلفة



شكل (2-4): سد شاستا، سد تثاقلي بالولايات المتحدة الأمريكية

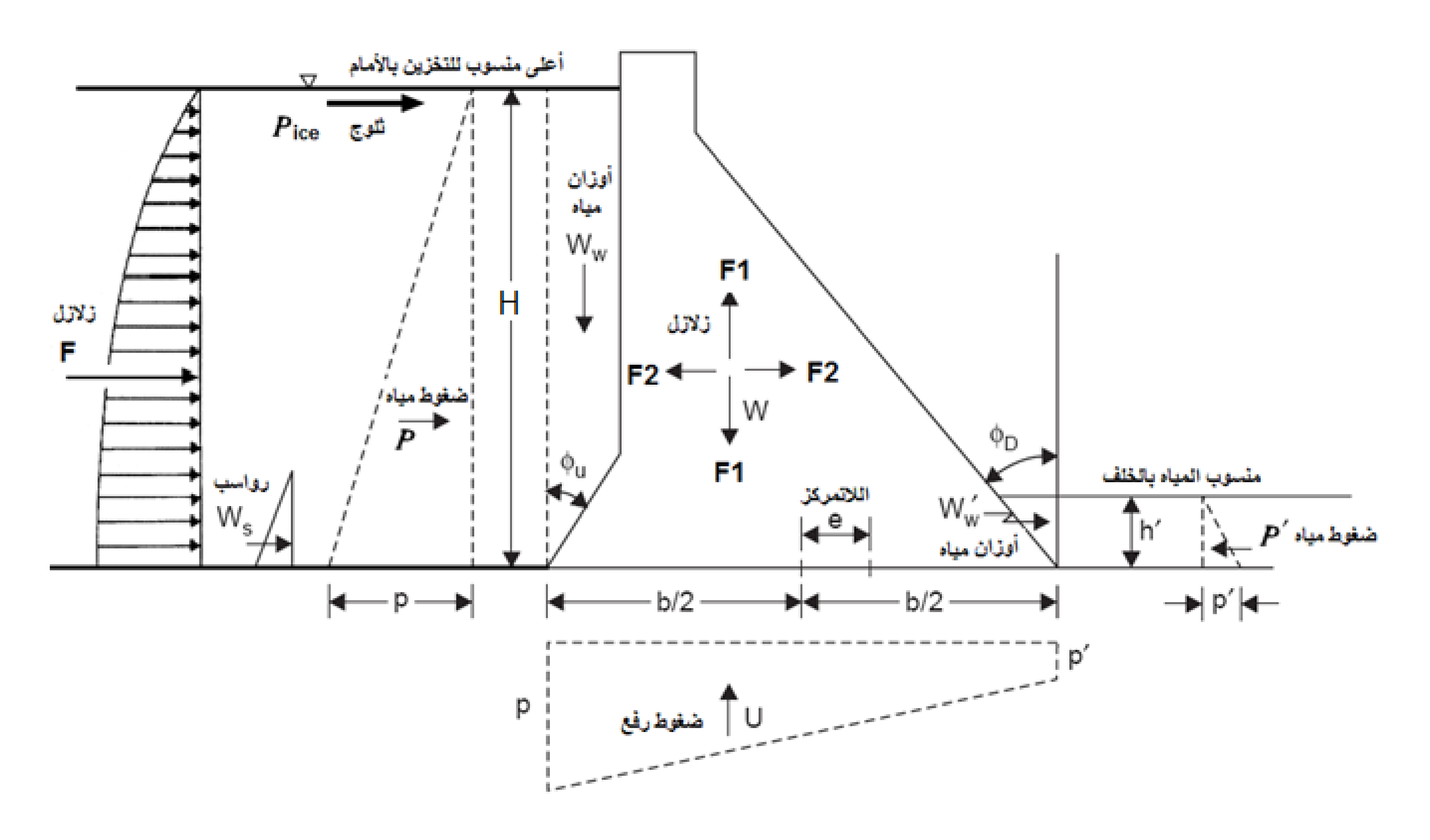


شكل (2-5): سد نوريس، سد تثاقلي بالولايات المتحدة الأمريكية (1936)

1-3-2 القوى المؤثرة على السد Forces Acting on The dam

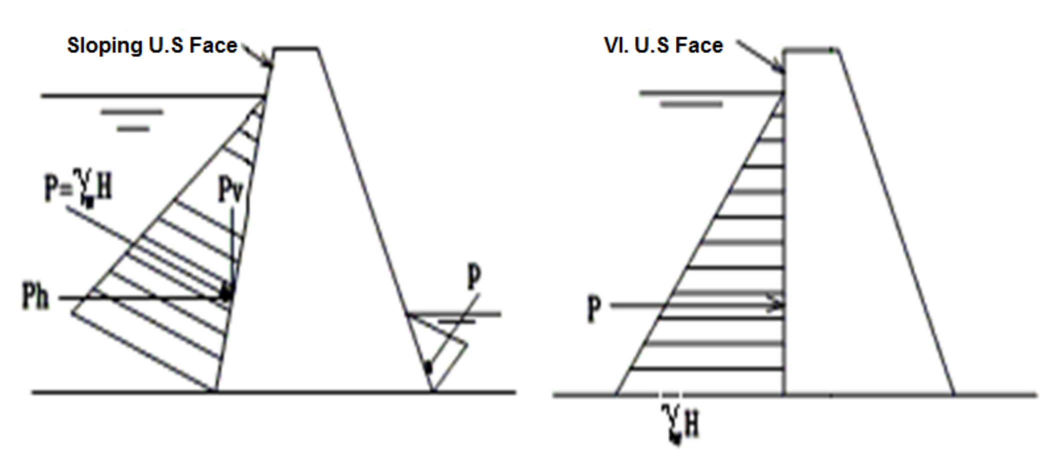
الشكل 2-6 يلخص أهم القوى التى من الممكن أن تؤثر على السد التثـاقلى. وتشـمل القوى الرئيسـية المؤثرة علـى السدود التثاقلية:

1- الضغوط الجانبية للمياه Water Pressures
2- ضغوط الرفع Uplift Pressures
3- قوى الزلازل Earthquake Forces
4- ضغط المواد المترسبة Silt Pressure
5- ضغط الثلوج Ice Pressure



شكل (2-6): اصطلاحى يبين أهم القوى التى تؤثر على السد التثاقلى

2-3-1-1 الضغوط الجانبية للمياه Water Pressures



شكل (2-7): تأثير الضغوط الجانبية للمياه على استقرار جسم السد التثاقلى

إن شدة ضغط المياه (P) يمكن كتابتها على النحو التالى :

$$P = \frac{\gamma_w \cdot H^2}{2} \qquad (2-1)$$

حيث :

γ_w = الوزن النوعى للمياه.

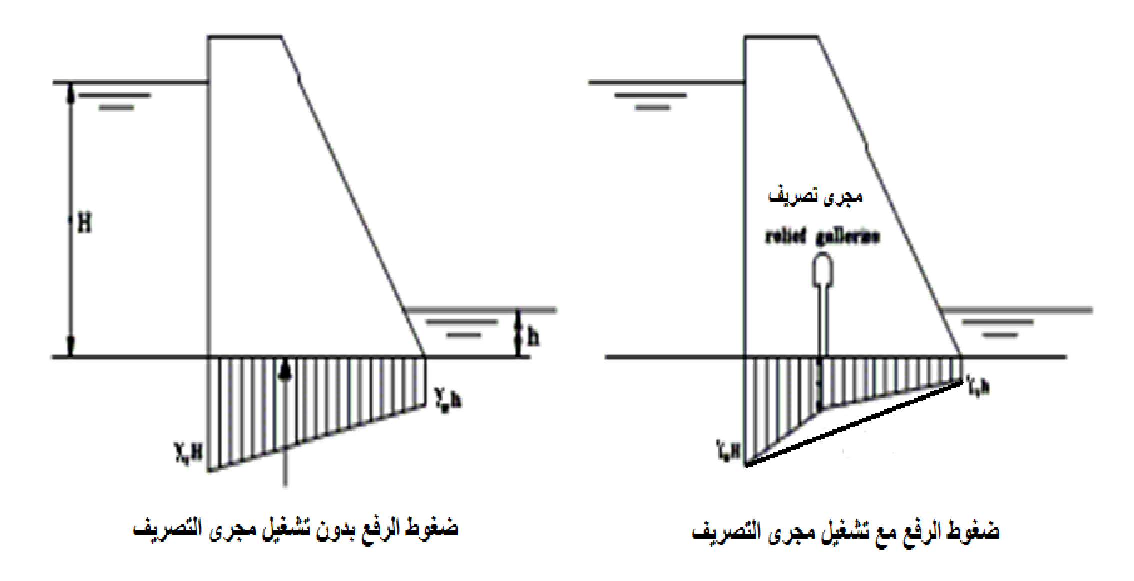
H = عمق المياه من السطح حتى قاعدة السد.

وتؤثر القوة P على ارتفاع H/3 فوق منسوب القاعدة (شكل 2-7).

2-3-1-2 الضغوط الرافعة Uplift Pressures

وتحدث تلك الضغوط بسبب التسرب عند فواصل الإنشاء أو عند اتصال القاعدة بتربة التأسيس، وتميل الضغوط الرافعة إلى التقليل من درجة استقرار الأجزاء من جسم السد التى تعلو المستويات الحادثة عندها تلك الضغوط (شكل 2-8).

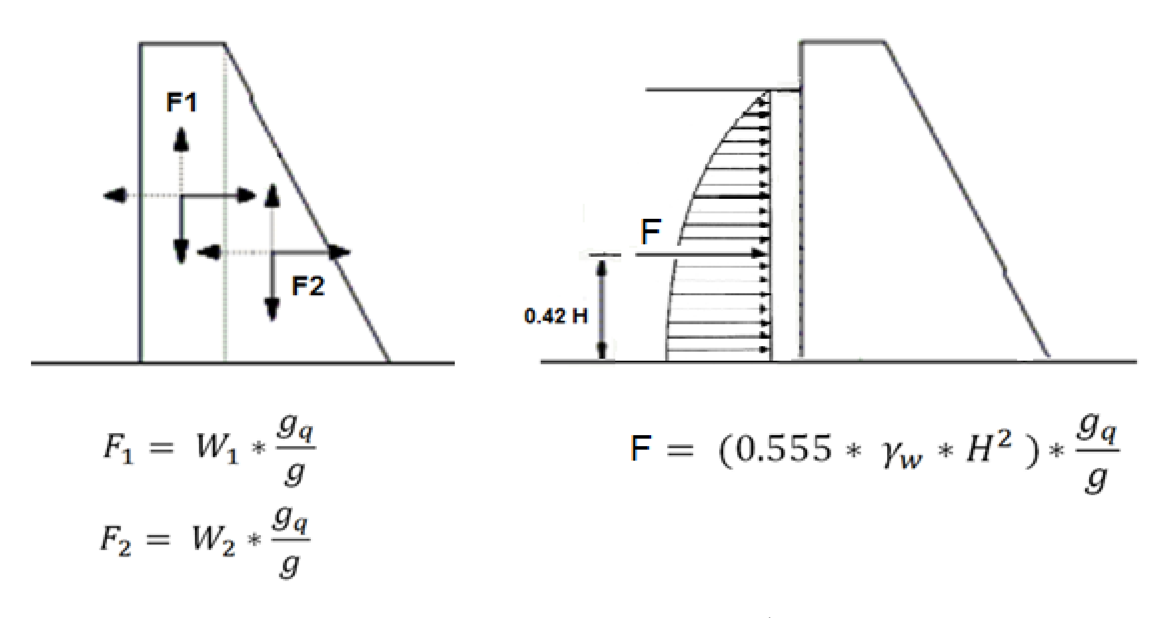
ويتأثر شكل توزيع الضغوط بطريقة الإنشاء وطريقة صرف مياه الرشح، وكذلك مدى التلاحم بين جسم السد عند مستوى القاعدة وبين طبقة التأسيس، بحيث يمكن القول بأن توزيع الضغوط الرافعة قد لا يكون بالضرورة توزيعاً خطياً. وعلى قدر تفاوت تلك العوامل من موقع لآخر تتفاوت نسبة المساحة التى يفترض أن الضغوط الرافعة تؤثر عليها، وفى كثير من المشروعات تم افتراض تأثير الضغوط الرافعة على ثلثى المساحة الفعلية . ويبين الشكل 2-8 مثالاً مبسطاً لما يمكن ان يكون عليه توزيع الضغوط الرافعة نتيجة لتواجد نظام للصرف بجسم السد.



شكل (2-8): تأثير نظام الصرف بجسم السد على توزيع الضغوط الرافعة

3-1-3-2 قوى الزلازل Earthquake Forces:

الزلازل تحرك جسم السد بعجلة ما بين متر إلى مترين فى الثانية المربعة فى المعتاد، وحينما تكون الحركة إلى أعلا فإن معنى ذلك أن يقل وزن السد لحظياً أى أن درجة استقراره تقل، أما الحركة الأفقية حينما تكون فى الاتجاه من أمام السد إلى خلفه فإنها تميل إلى جعل جسم السد ينقلب بالدوران حول القدمة، فضلاً عن أنها تولد زيادة لحظية فى الضغط الجانبى للمياه على الوجه الأمامى بما يؤدى إلى تقليل الاستقرار أيضاً (شكل 2-9).



$$F_1 = W_1 * \frac{g_q}{g}$$

$$F_2 = W_2 * \frac{g_q}{g}$$

$$F = (0.555 * \gamma_w * H^2) * \frac{g_q}{g}$$

شكل (2-9): تأثير قوى الزلازل على استقرار جسم السد التثاقلى

حـــــيث :

F = القوة المعبرة عن الزيادة اللحظية فى ضغط المياه.

g_q = العجلة الأفقية للزلزال Earthquake acceleration.

g = عجلة الجاذبية الأرضي Gravitational acceleration.

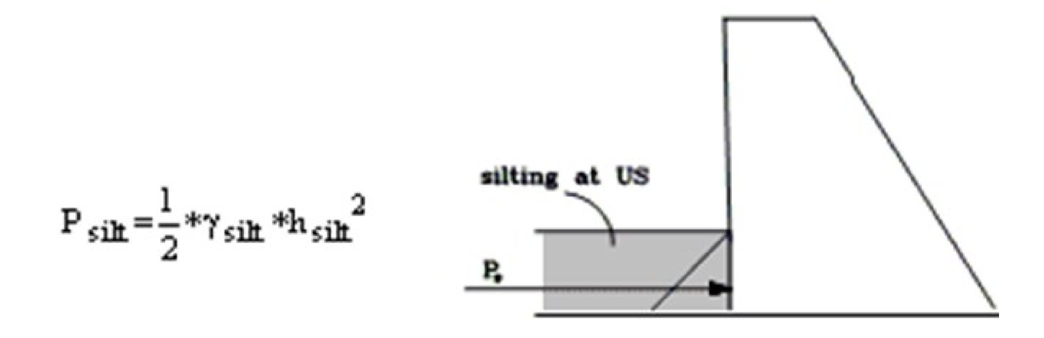
γ_w = الوزن النوعى للمياه.

H = عمق المياه من السطح إلى القاعدة.

وتؤثر القوة F على ارتفاع $0.42\ H$ فوق القاعدة.

4-1-3-2 ضغط المواد المترسبة Silt Pressure

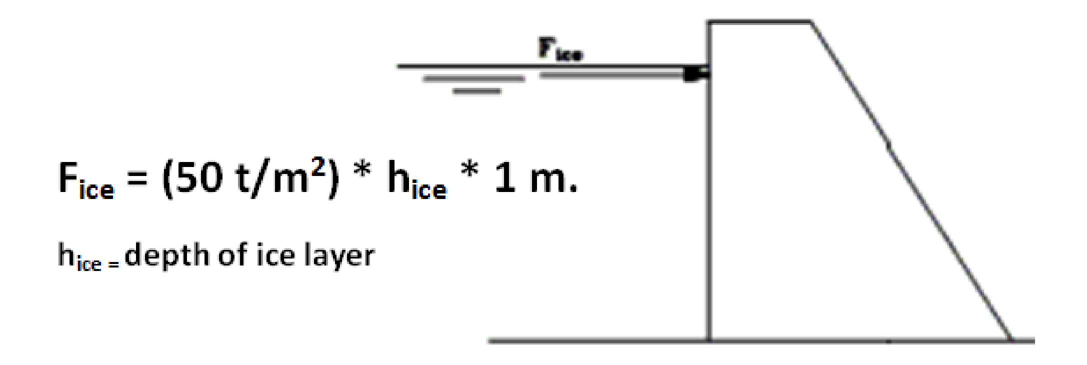
يمكن اعتبار المواد المترسبة امام السد كسائل كثيف يصل وزنة أحياناً γ_{silt} إلى أكثر من 1,50 طن للمتر المكعب (شكل 2-10)، ولا توجد حتى الأن طريقة قاطعة لتحديد مقدار أو خط تأثير تلك القوة ، الا أنة من المعتقد أن تأثيرها على استقرار السد يكون ضعيفاً طالما روعى فى تصميمه معاملات الأمان الكافية.



شكل (2-10): تأثير ضغوط المواد المترسبة على استقرار جسم السد التثاقلى

5-1-3-2 ضغط الثلوج Ice Pressure

ويراعى اعتباره فى التصميم فى المناطق الباردة ، ويؤخذ عادة حوالى 50 طن على المتر المسطح من مساحة التماس بين طبقة الجليد وجسم السد (شكل 2-11).



شكل (2-11): تأثير ضغوط الثلج على استقرار جسم السد التثاقلى

2-3-2 الاستقرار وتحليل الاجهادات للسدود التثاقلية

1-2-3-2 معامل الأمان من الانقلاب Overturning

معامل الأمان من الإنقلاب (حول القدمة) = العزوم المقاومة للإنقلاب / العزوم المشجعة للإنقلاب = 2 إلى 3

$$F.S.O. = \frac{\sum M_R}{\sum M_O} \qquad (2\text{-}2)$$

حيـــث :

F.S.O. = معامل الأمان من الإنقلاب Factor of Safety against Overturning. ويكون من 2-3

$\sum M_R$ = العزوم المقاومة للإنقلاب حول القدمة.

$\sum M_O$ = العزوم المشجعة على لإنقلاب حول القدمة.

2-2-3-2 معامل الأمان من الإنزلاق Sliding

$$F.S.S. = \frac{(\sum W - U).\mu + B.q}{\sum H} \qquad (2\text{-}3)$$

حيـــث :

F.S.S. = معامل الأمان من الإنقلاب Factor of Safety against Sliding. ويكون أكبر من 1.50

ΣW = محصلة القوى الرأسية عند المستوى موضع الدراسة.

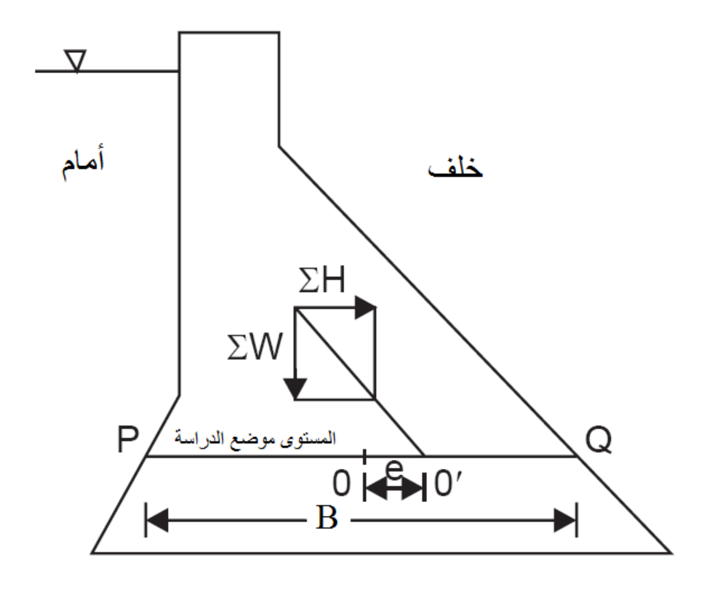
U = القوة الرافعة الكلية عند ذلك المستوى.

μ = معامل الاحتكاك الأستاتيكى .

B = اتساع جسم السد عند المستوى موضع الدراسة (شكل 2-12).

q = اقصى اجهاد قص يمكن ان تقاومة مادة جسم السد عند المستوى موضع الدراسة .

ΣH = محصلة القوى الأفقية عند ذلك المستوى .

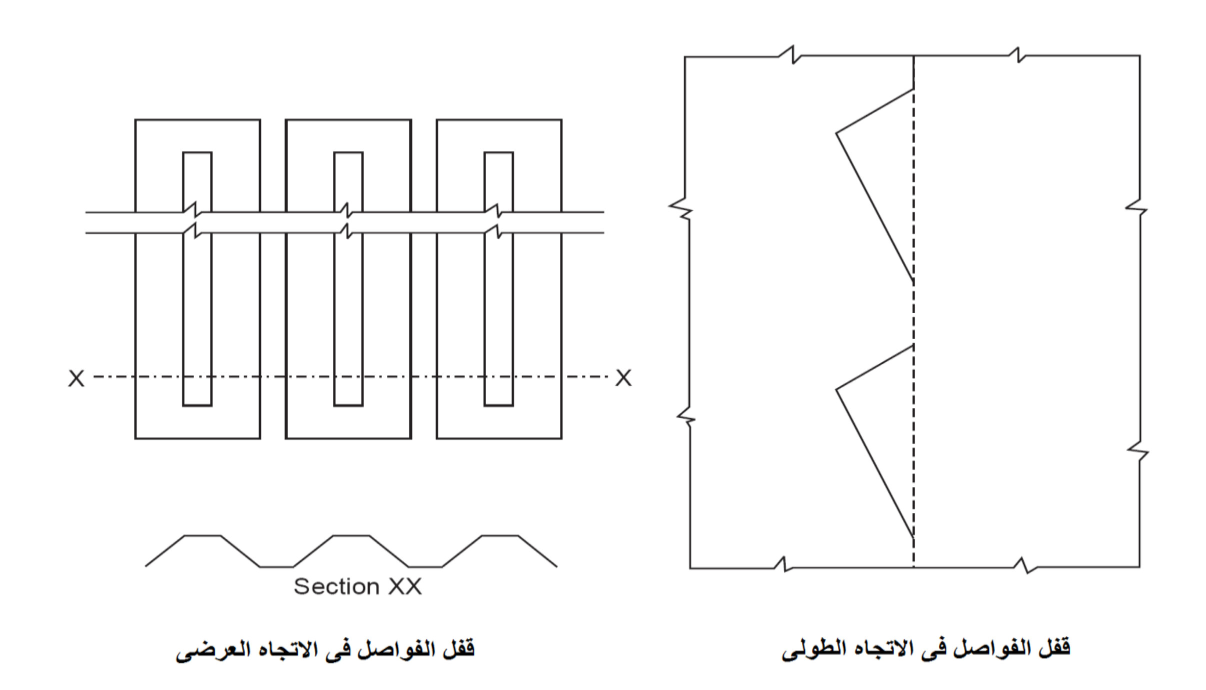


شكل (2-12): يبين مكونات المعادلة (2-3) لمعامل الأمان من الإنزلاق

ملاحظـات:

1- الترابط الجيد بين جسم السد وصخور التأسيس وكذلك بين طبقات الخرسانة عند فواصل الإنشاء يزيد من معامل الأمان من الإنزلاق بدرجة ملموسة.
2- يلجأ أحياناً لزيادة معامل الأمان من الإنزلاق عند قاعدة السد إلى تشكيل صخور الأساس على شكل درجات تسهم فى مقاومة الأنزلاق (شكل 2-1).
3- عموماً ينصح بعدم الاعتداد إلى درجة كبيرة بالقوة المقاومة للقص (B.q) التى تظهر بالمعادلة (2-3) إلا فى حالة التأكد التام من توافر الظروف للترابط الجيد فى أماكن فواصل الإنشاء ومن المعلوم أن مجرد صب الخرسانة فوق أسطح لم يراع تنظيفها جيداً يجعل ترابط الخرسانة مع تلك الأسطح ضعيفاً ، ولذا فمن المألوف

تشكيل الخرسانة عند فاصل الإنشاء على شكل اللسان والمجرى، ويسمى ذلك " قفل الفواصل" لزيادة الأمان من الإنزلاق (شكل 2-13).



شكل (2-13): قفل الفواصل بطريقة اللسان والمجرى

3-2-3-2 التأكد من أن الإجهادات Stresses فى الحدود المسموح بها :

الأرقام التالية خاصة بالسدود التثاقلية المبنية بالخرسانة العادية:

$$f = \frac{\sum W}{B}\left(1 \pm \frac{6\,e}{B}\right) \qquad (2\text{-}4)$$

حيـــث :

f = قيمة الإجهاد Stress عند المستوى موضع الدراسة.

ΣW = محصلة القوى الرأسية عند المستوى موضع الدراسة.

B = اتساع جسم السد عند المستوى موضع الدراسة.

e = اللاتمركز = مجموع العزوم / مجموع الوزان الرأسية.

- أقصى إجهاد مسموح به للضغط 40 كجم / سم^2، ولايسمح بإجهادات الشد.
- اقصى إجهاد للقص من 7 إلى 14 كجم/ سم^2.

الإجهادات الرئيسية وإجهادات القص على الأوجه المائلة :

من الشكل 2-14 :

بتحليل القوى رأسياً :

$$\sigma \cos\theta \,.\, L \cos\theta = f \,.\, L \quad (2\text{-}5)$$

$$\therefore \sigma = f / \cos^2\theta \quad (2\text{-}6)$$

وبالتحليل أفقياً :

$$\sigma \sin\theta \,.\, L \cos\theta = \tau \,.\, L \quad (2\text{-}7)$$

$$\therefore (f / \cos^2\theta) \sin\theta \,.\, L \cos\theta = \tau \,.\, L \quad (2\text{-}8)$$

ومنهـــــا :

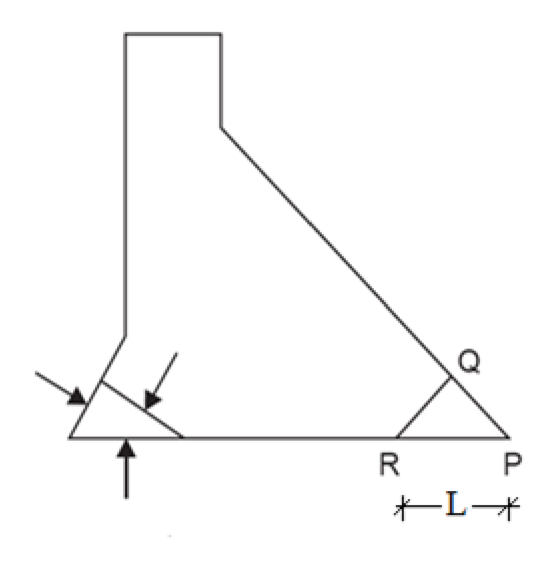
$$\therefore \tau = f \tan\theta \quad (2\text{-}9)$$

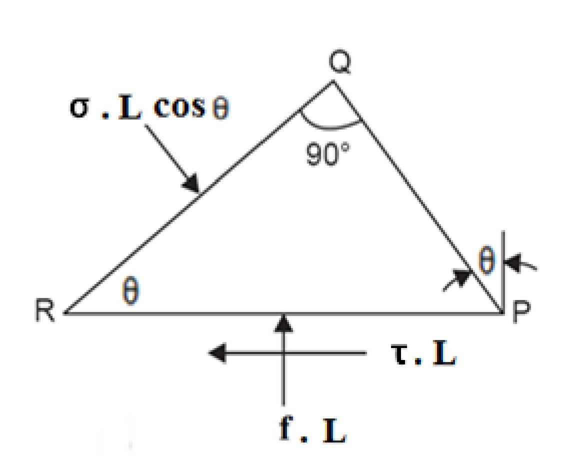
وتعريف الرموز كما يلى :

σ = الإجهاد الرئيسى Principle stress.

f = الإجهاد العمودى Normal stress.

τ = إجهاد القص Shear stress.



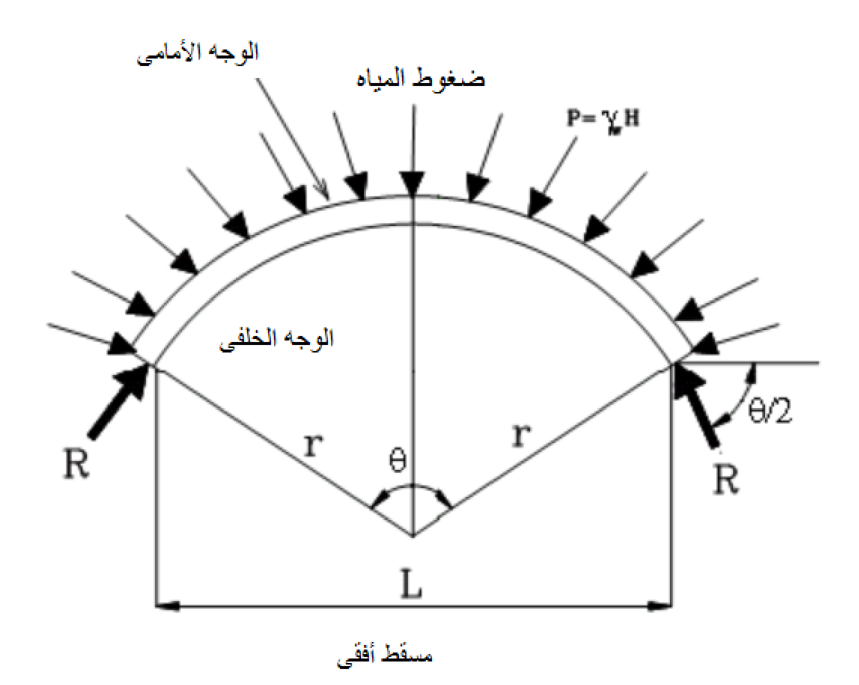


شكل (2-14): الإجهادات الرئيسية وإجهادات القص عند نقطة على الوجه المائل

4-2 السدود العقدية Arch Dams

يكـون السـد العقـدى Arch dam منحنـى فـى المسـقط الأفقـى وينقـل معظـم أحمـال الميـاه أفقيـا إلـى الأكتـاف Abutments عن طريق التأثير العقدى Arch action (شكل 2-15) . ولمواجهة قوة الدفع المتولدة من ضغط المياه فإنه يجب أن تكون الحوائط الجانبية للوادى أو الأخدود قوية وقادرة على مقاومة قوى الدفع. ومعظم السدود العقديـة التـى تم إنشائها فى القرن الأخير كانت من الخرسانة ويعطى الجدول (2-1) أبعاد لبعض السدود العقديـة فـى دول مختلفـة. ويكون قطاع الوادى مناسبا لإقامة سد عقدى إذا كانت نسبة طول السد عند القمة إلى أقصى إرتفاع للسد لا تزيد عن 5 .

كما أن الأشكال من 2-16 إلى 2-19 تعطى بعض الأمثلة للسدود العقدية الموجودة فى دول مختلفة.

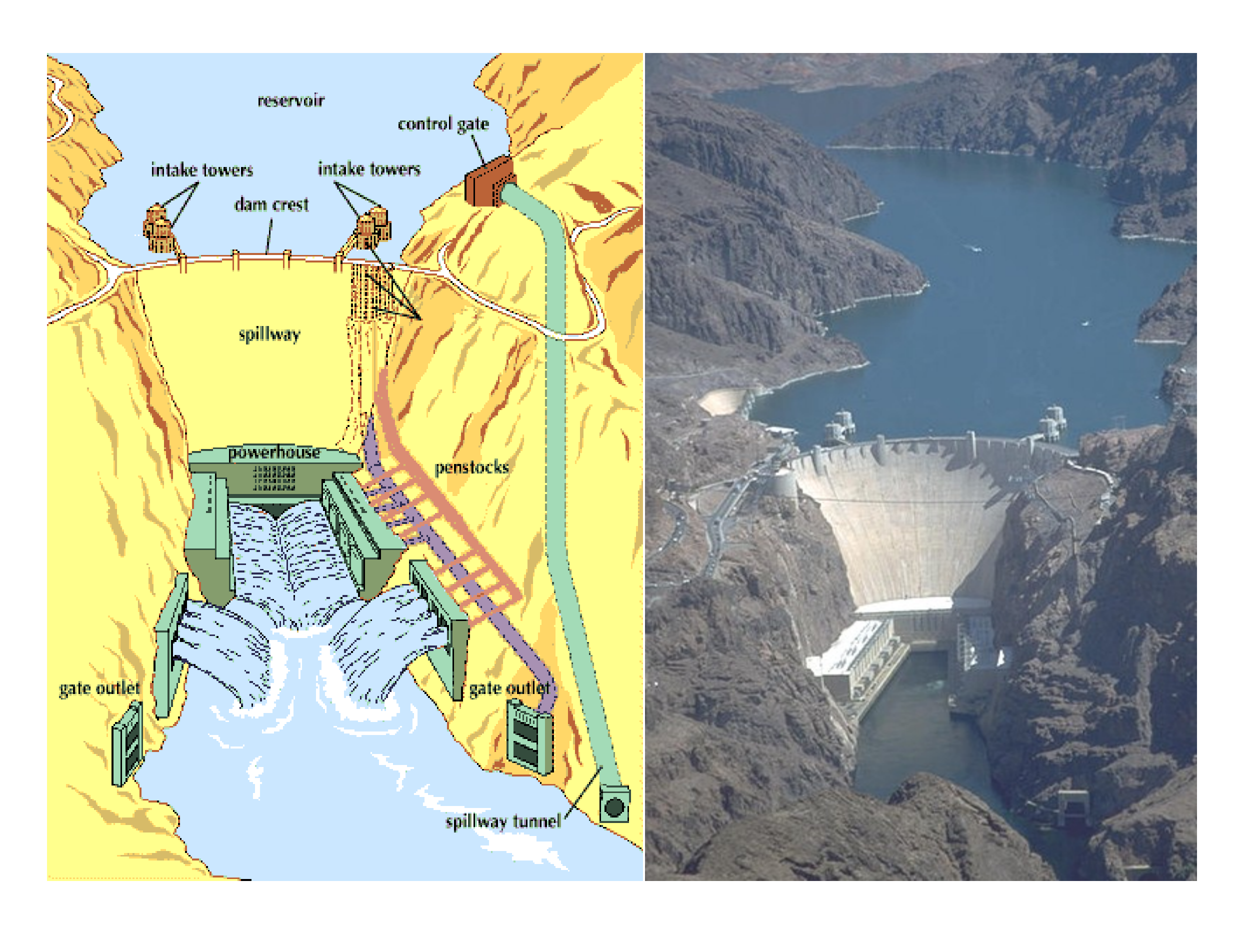


$$P = \gamma_w . H(L)$$
$$L = 2r.\sin \theta/2$$
$$2.R.\sin \theta/2 = 2.\gamma_w .H.r.\sin \theta/2$$
$$R = \gamma_w .H.r$$

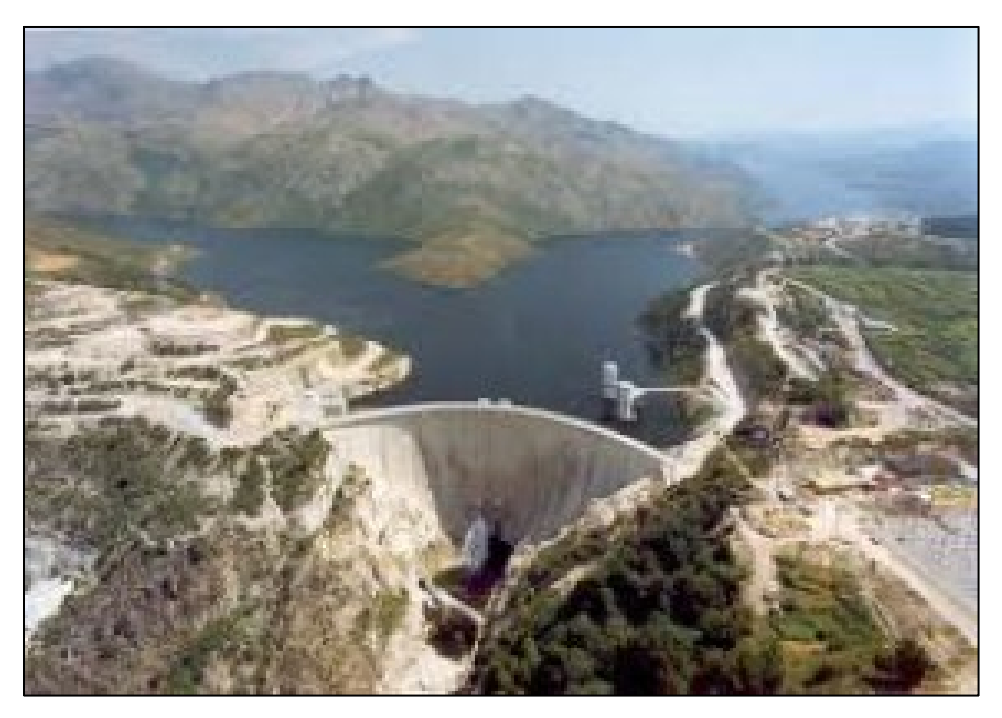
شكل (2-15): طريقة نقل الأحمال إلى الأكتاف فى السدود العقدية

جدول (2-1): أبعاد بعض السدود العقدية

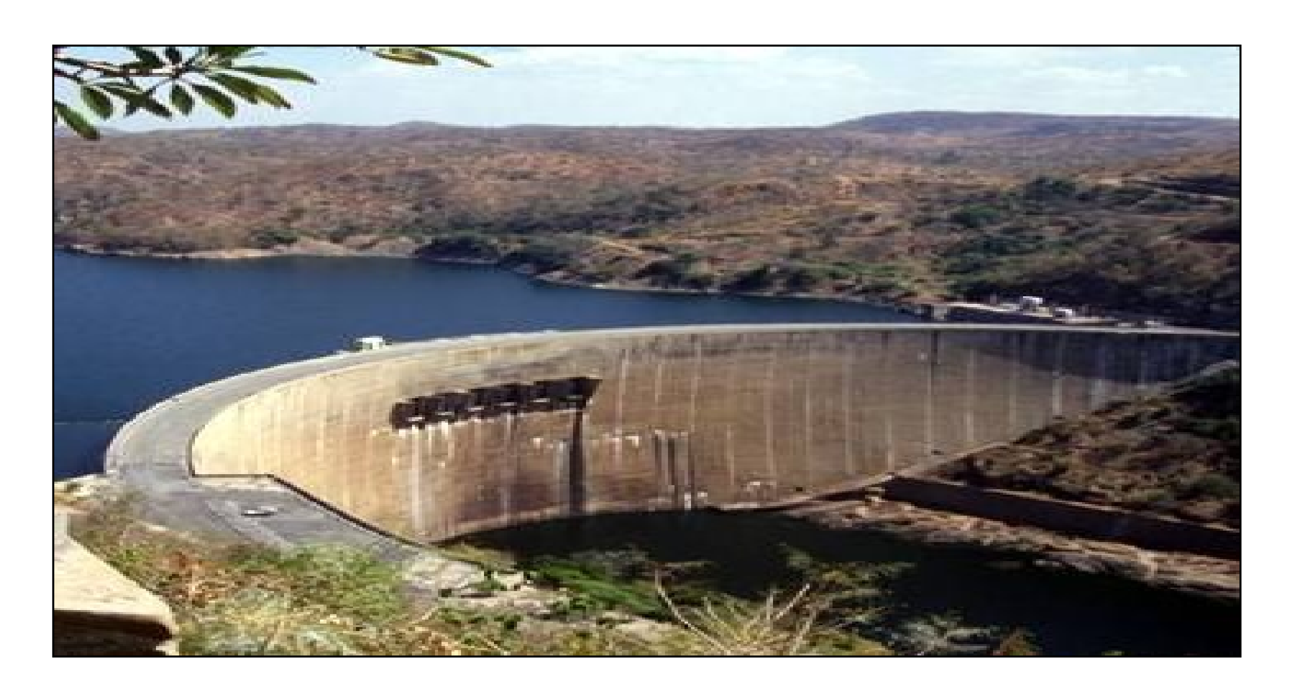
إسم السد	البلد أو الولاية	الإرتفاع (متر)	الطول (متر)	عرض السد عند القمة (متر)	عرض السد عند القاعدة (متر)	حجم السد (١٠٠٠ متر مكعب)	نصف قطر العقد	سعة التخزين	سند إتمام السد
Contra	**Switzerland**	230	380	…….	……	660	……	8.65×10^{7}	1965
Hoover	**(Ariz-Nev.)**	222	380	13.7	202	2485	Constant	3.84×10^{10}	1936
Glen Canyon	**(Ariz.)**	214	473	7.6	104	3700	Constant	3.46×10^{10}	1962
Kurobegawa No. 4	**Japan**	186	490	…….	…….	1365	…….	2.00×10^{8}	1964
Tignes	**France**	181	376	……..	……	635	Constant	2.30×10^{8}	1952
Vidraru	**Romania**	166	305	……..	……	500	Constant	4.52×10^{8}	1965
Hungry Horse	**(Mont.)**	159	645	11.9	101	2220	Variable	4.32×10^{9}	1952
Bhumiphol	**Thailand**	154	486	……..	……	1000	…….	1.22×10^{9}	1964
Morrow Point	**(Colo.)**	143	230	3.7	16	275	Variable	1.44×10^{8}	1968
Owyhee	**(Oreg.)**	127	254	9.2	81	373	Constant	1.38×10^{9}	1932
Pacoima	**(Calif.)**	114	195	3.1	30	172	Variable	7.40×10^{6}	1928
Arrowrock	**(Idaho)**	107	350	4.9	68	442	Constant	3.52×10^{8}	1915
Morse Mesa	**(Ariz.)**	93	239	2.4	13	112	Variable	3.02×10^{8}	1927
Seminoe	**(Wyo.)**	90	162	5.2	27	132	Constant	1.27×10^{9}	1939
Cachi	**Costa Rica**	87	70	…….	…..	25	……	5.30×10^{7}	1966
Shannon	**(Wash.)**	80	151	6.1	41	101	Constant	1.63×10^{8}	1926
Calderwood	**(Tenn.)**	70	248	7.6	15	305	Variable	4.20×10^{7}	1930



شكل (2-16): صورة ومخطط لسد هوفر بالولايات المتحدة الأمريكية



شكل (2-17): سد كاستيللو دى بود على نهر زيزير بالبرتغال



شكل (2-18): سد كاريبا، سد عقدي بزامبيا



شكل (2-19): سد مونتسيللو، سد عقدي بالولايات المتحدة الأمريكية

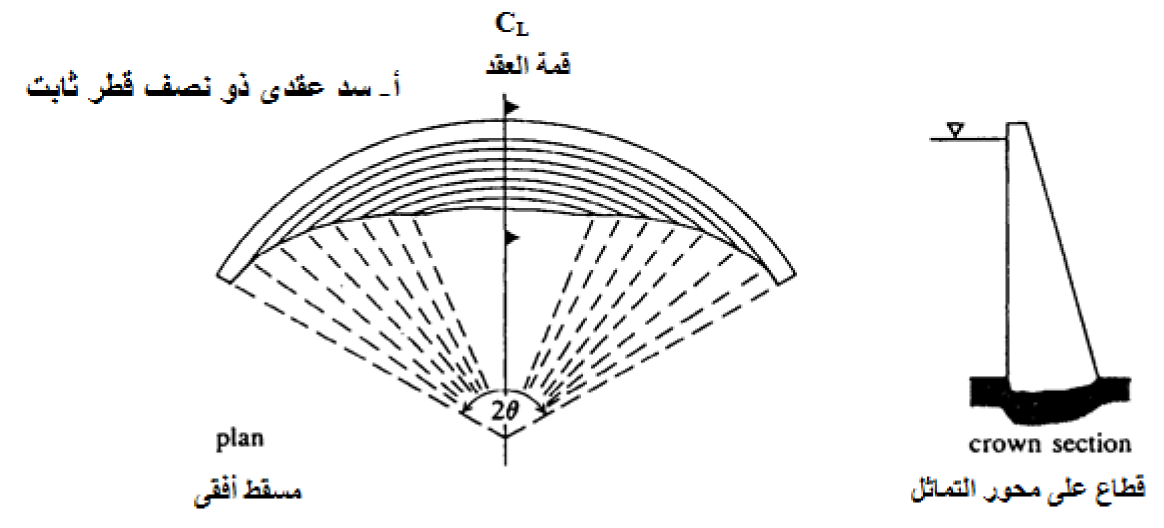
1-4-2 تصنيف السدود العقدية

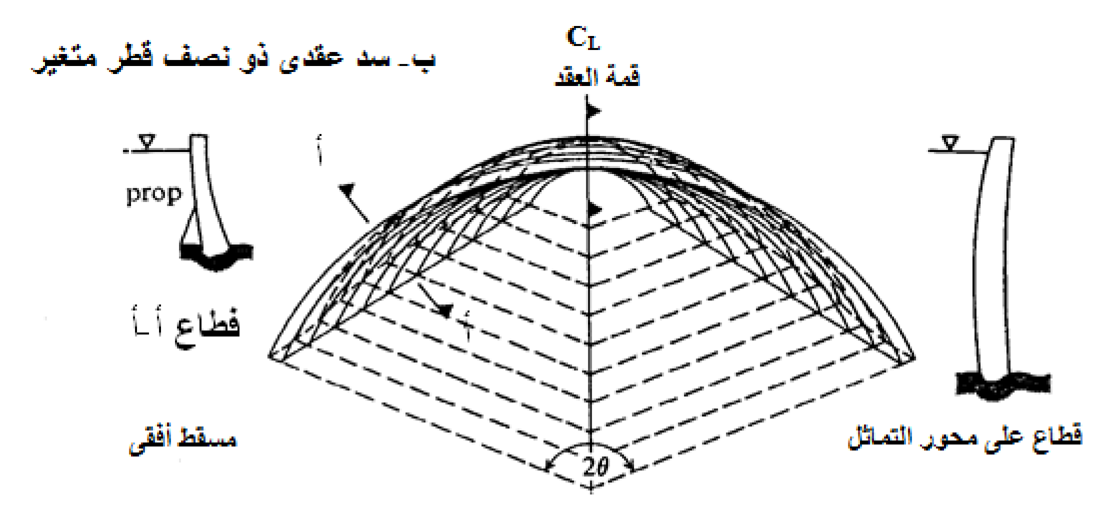
أ – السدود ذات نصف القطر الثابت Constant radius dams

فى هذا النوع يكون الوجه الأمامى رأسياً (شكل 2-20) وهو يصلح أساساً عندما يكون قطاع الأخدود ذا قطاع عريض نسبياً مثل حالة الأودية على شكل (U)، إذ يمكن الاحتفاظ فى هذه الحالة بقيم متقاربة للزاوية المركزية عند كل مستويات السد.

ب – السدود ذات نصف القطر المتغير Variable radius dams

فى هذا النمط يتناقص نصف القطر لكل من الوجه الأمامى والوجه الخلفى كلما اتجهنا نحو القاعدة، وبذلك تظل قيم الزاوية المركزية ثابتة بكامل ارتفاع السد بالرغم من تناقص طول وتر القوس الدائرى بمعدل سريع فى المسافة الرأسية بين القمة والقاعدة. ومن الواضح أن هذا النمط يتناسب تماماً مع الحالة التى يقترب فيها الأخدود من شكل (V) ، وفى المسقط الأفقى تقع مراكز الأقواس على خط التماثل المار بالتاج كما هو مبين.



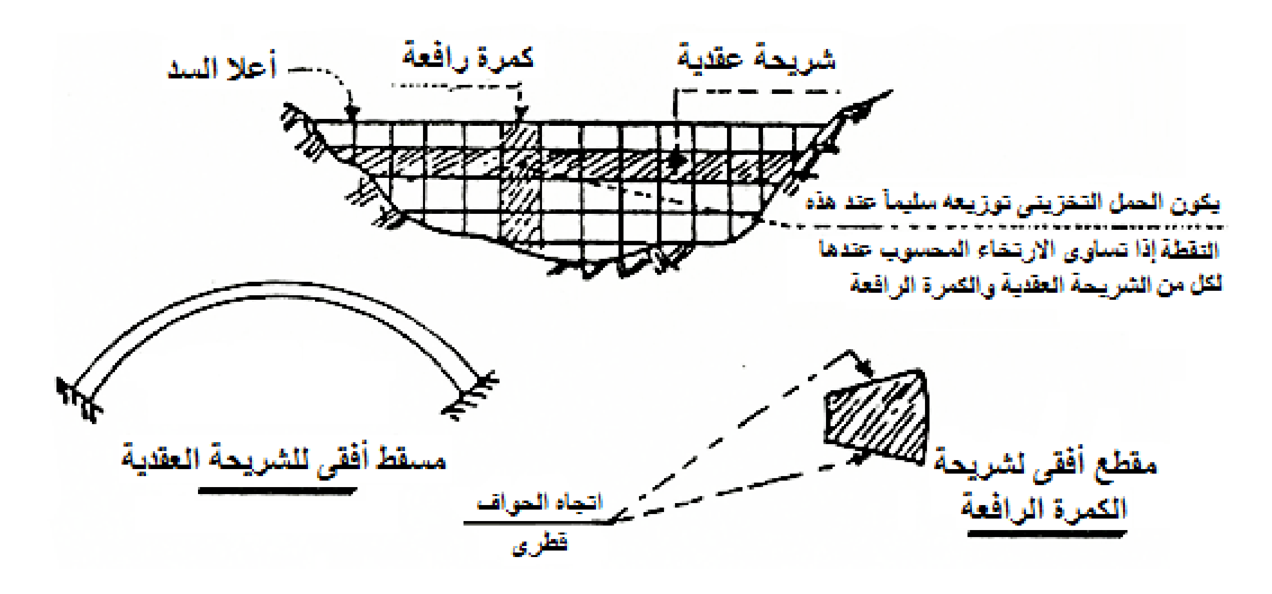


شكل (2-20): التشكيل الهندسى لسدود عقدية ذات خواص منحنيات مختلفة

2-4-2 الخطوط العامة للتصميم الأنشائى Structural Design

يقسم جسم السد إلى مجموعة من الشرائح العقدية تتقاطع معها مجموعة من الشرائح الرأسية كلا منها وكأنه كمرة مرفرفة مثبتة بالقاعدة وطرفها الحر هو قمه السد وذلك على النحو المبين بالشكل 2-21.

عند كل خلية من خلايا الشبكة الناتجة عن التقسيم المذكور، يوزع حمل المياه بين الشريحة العقدية والكمرة المرفرفة بطريقة المحاولات المتتالية (تسمى هنا بطريقة الحمل التجريبى). ويكون توزيع الحمل صحيحاً حينما يكون الارتخاء المحسوب للشريحة العقدية مساو للارتخاء المحسوب بالكمرة المرفرفة.



شكل (2-21) : الفكرة العامة لتصميم السد العقدى

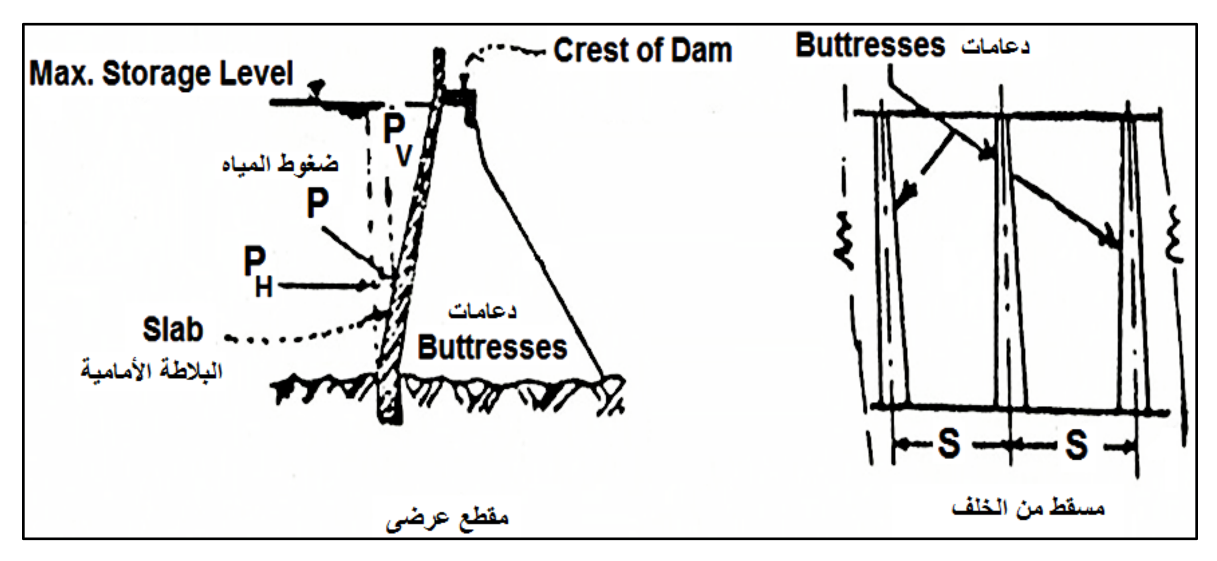
3-4-2 القوى المؤثرة على السد العقدى

يضاف إلى ما سبق ذكرة بالنسبة للسدود التثاقلية Gravity dams الإجهادات التى تحدث بسبب التغير فى درجات الحرارة، فبالنسبة لهذا النوع من السدود تعمل الزيادة فى درجة الحرارة صيفاً على تحريك السد فى اتجاه الأمام (ناحية الخزان) بينما شتاءاً يعمل انخفاض درجات الحرارة على تحريكه ناحية الخلف، وبطبيعة الحال تكون الإجهادات الشتوية هى الأخطر من ناحية أنها تعمل على التقليل من استقرار جسم السد، لذا فإنه من المتبع فى بناء السدود العقدية ألا يتم قفل العقد (أى استكمال جسم السد عند موقع تاج العقد) إلا وقت أقل معدل لدرجات الحرارة فى فصل الشتاء وبعد التأكد من تمام تبدد الحرارة المنطلقة من الخرسانة نتيجة شك الأسمنت.

وبالنسبة للضغوط الرافعة Uplift pressures فغالباً ما تهمل لضألتها، أما ضغط الثلوج Ice presser فيمكن نقله إلى الأكتاف عن طريق التسليح الرأسى بالوجه الأمامى للسد.

5-2 السدود الدعائمية Buttress Dams

يتكون هذا النوع أساساً من بلاطة أمامية Slab ترتكز على دعامات خلفية Buttresses تكون عادة على مسافات متساوية، (شكل 2-22).



شكل (2-22) : شكل تخطيطى للسد الدعائمى

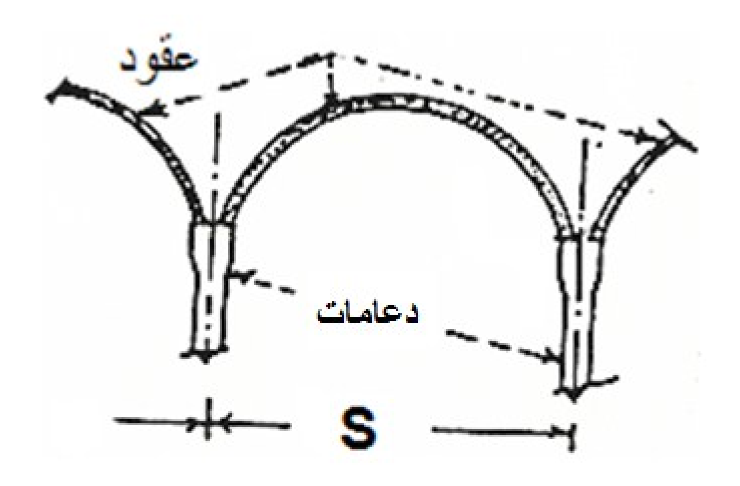
وأهم ما يتميز به السد الدعائمى هو الوفر الهائل فى كميات الخرسانة المستعملة فى بنائه وذلك إذا ما قورن بنظيرة التثاقلى، وذلك لأن حمل المياه على البلاطة الأمامية يوفر معاملى أمان كبيرين من الإنقلاب والإنزلاق.

1-5-2 أنماط السد الدعائمى

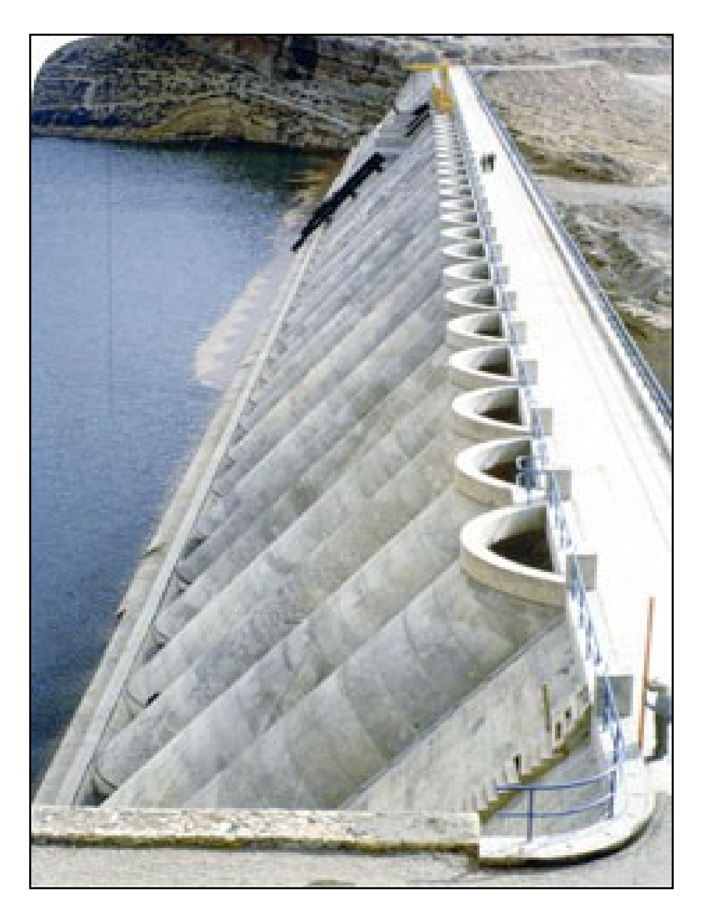
1-1-5-2 السد الدعائمى متعدد العقود Multiple-arch Buttress Dam

فى هذا النمط يكون اتصال العقد بالدعامة اتصالاً صلباً يخلو من أى فواصل تمدد، لذلك يكون السبيل الوحيد لانتقال أحمال المياه إلى الأساسات هو عن طريق الدعائم فقط (شكل 2-23).

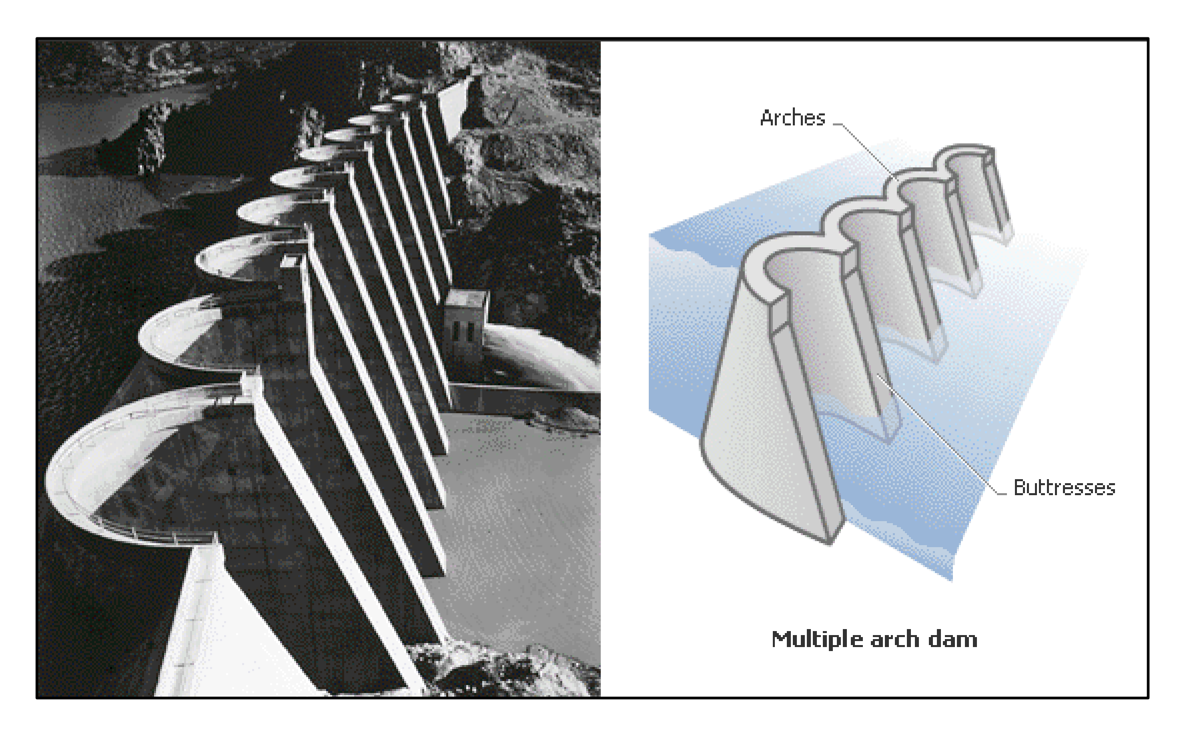
وتختلف ارتفاعات السدود المنفذة من هذا النوع مابين 20 إلى 260 متراً ويبين الشكل 2-24 صورة لسد بني باهدل بالجزائر(أنشئ عام 1934). بينما يبين الشكل 2-25 صورة لأحد السدود الدعائمية متعددة العقود والمقام بالولايات المتحدة الأمريكية.



شكل (2-23) : مسقط افقى تخطيطى لسد دعائمى متعدد العقود



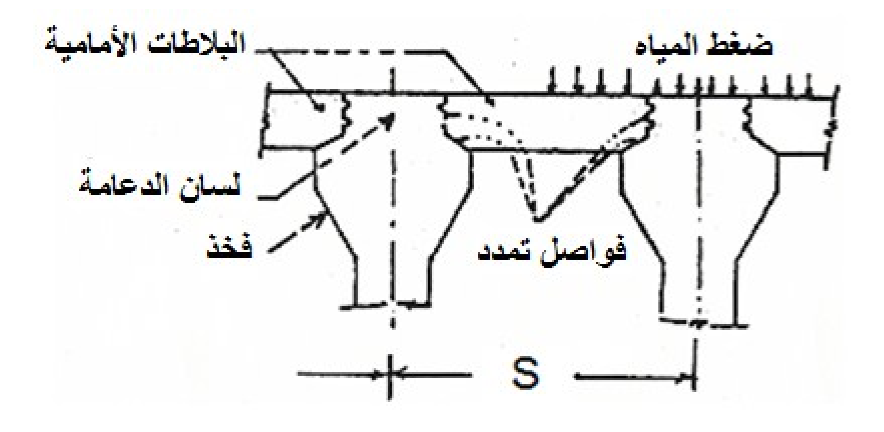
شكل (2-24) : سد بني باهدل بالجزائر، أنشئ عام 1934



شكل (2-25) : سد بارتليت، سد متعدد العقود بالولايات المتحدة الأمريكية

2-1-5-2 السد الدعائمى المرن Flexible Buttress Dam

وهو كما يبين الشكل 2-26 يتكون أساسا من بلاطات مسطحة ترتكز على الدعائم مع وجود فواصل تمدد. والأشكال 2-27 و 2-28 تبين بعض الأمثلة لهذه النوعية من السدود.



شكل (2-26) : فكرة السد الدعائمى المرن



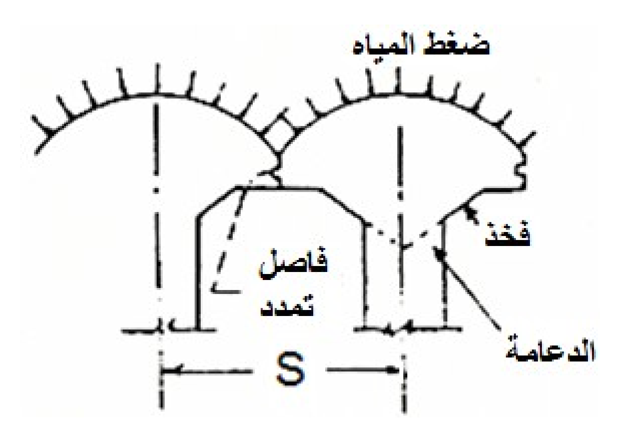
شكل (2-27): سد بني مطير (تونس)، سد دعائمي



شكل (2-28): سد تاهوي، سد دعائمي بالولايات المتحدة الأمريكية

3-1-5-2 السد الدعائمى مستدير الرأس Rounded-head Buttress Dam

هذا النمط وسط بين الصلابة التامة التى يعطيها النوع متعدد العقود وبين المرونة التى يوفرها النمط المرن ببلاطاته المسطحة وفواصله (شكل 2-29)، وكما نلاحظ من الشكل يتمتع هذا الصنف بميزة أن حائطه الأمامى لا يتعرض لأى عزوم انحناء أو أى شد قطرى، ولكنة يتعرض لإجهادات ضغط بسيطة ليس إلا.



شكل (2-29): السد ذو الدعائم مستديرة الرأس

2-5-2 القوى المؤثرة على السد الدعائمى

بالأشارة للشكل 2-30 يمكن استعراض القوى المؤثرة على السد الدعائمى على النحو التالى:

1-2-5-2 ضغوط المياه Water Pressures

العزم المقاوم للانقلاب = $P_V \times L1$

العزم المشجع للانقلاب = $P_H \times L5$

2-2-5-2 الضغوط الرافعة Uplift Pressures

فى الأحوال العادية التى تكون فيها الدعائم ذات أساسات منفصلة تكون تلك القوى غالباً ضئيلة ويمكن إهمالها.

3-2-5-2 وزن السـد

أ – وزن الدعامة (Wb) :

وينتقل للأساسات بالطريقة المعتادة .

ب – وزن البلاطة الأمامية (Ws)

توجد حالتان لنقل وزن البلاطة الأمامية للأساسات

أولاً: حالة الاتصال الصلب بين البلاطة والدعائم Rigid Connection

فى هذه الحاله ينتقل وزن البلاطة إلى الأساسات من خلال الدعائم فقط :

عزم الدعامة المقاوم للانقلاب = Wb x L2

عزم البلاطة المقاوم للانقلاب = Ws x L3

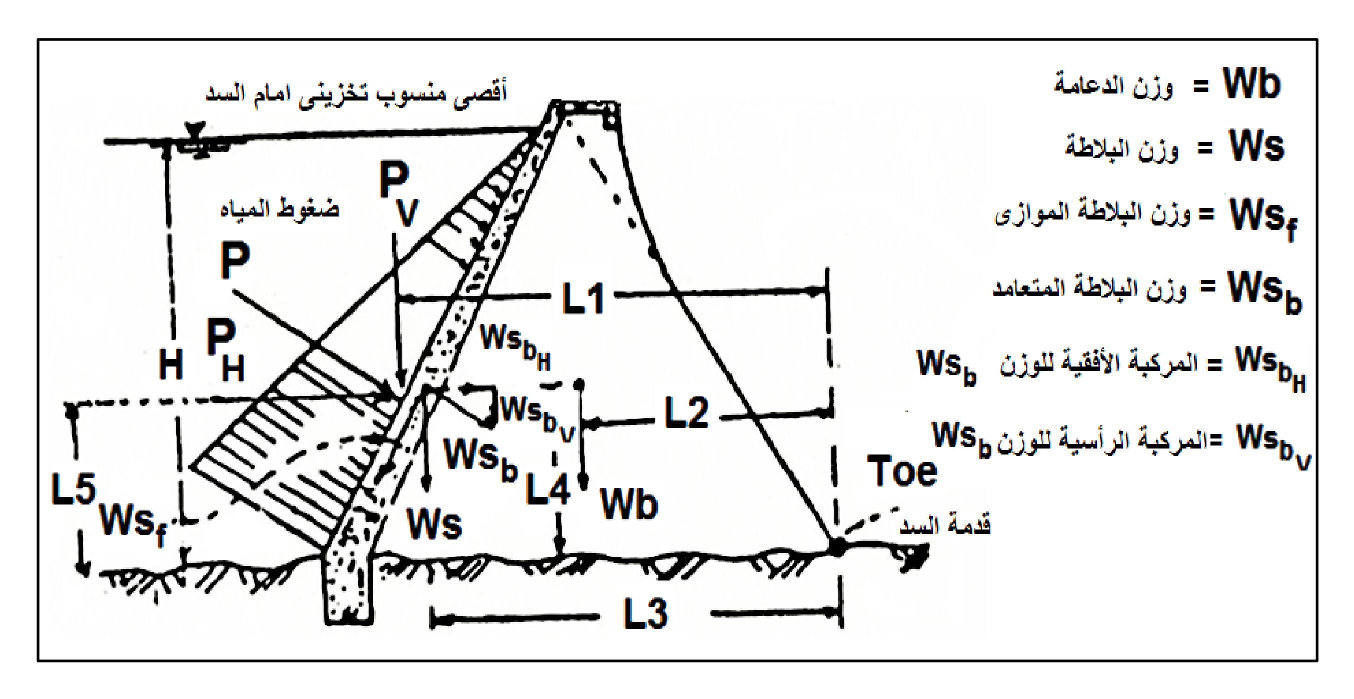
ثانياً: حالة الاتصال المرن بين البلاطة والدعائم Flexible connection

فى هذه الحالة تكون مركبة Ws فى اتجاه مواز للبلاطة وهى Ws_f هى التى تنتقل مباشرة إلى الأساسات، أما المركبة العمودية Ws_b فتنتقل عن طريق الدعامة ، وعلى ذلك :

عزم الدعامة المقاوم للانقلاب = Wb x L2

عزم البلاطة المقاوم للانقلاب = Ws_{bV} x L3

عزم البلاطة المشجع للانقلاب = Ws_{bH} x L4



شكل (2-30): القوى المؤثرة على السد الدعائمى

4-2-5-2 ضغط المواد المترسبة Silt Pressure

يرجع إلى ما ذكر عند دراسة السدود التثاقلية.

5-2-5-2 ضغط الثلوج Ice Pressure

إذا كان ميل الوجه الأمامى للسد خفيفاً – وذلك هو الأعم – فإن مركبة قوة ضغط الجليد فى الاتجاه الموازى للبلاطة ومتجهة إلى اعلا سرعان ما تقوم بكسر طبقة الجليد نظراً لضآلة معامل الاحتكاك بين الثلج وجسم السد، وعلى ذلك تهمل قوة ضغط الثلج فى هذه الحالة.

6-2-5-2 قوى الزلازل Erthqueq Forces

من المعتاد زيادة حديد التسليح فى الدعامات لمجابهة الإجهادات الناجمة عن زلزال حوالى عُشر عجلة الجاذبية الأرضية (أى حوالى 1 م/ث^2).

6-2 السدود الترابية Earth Dams

تتكون السدود الترابية Earth Dams من تربة مناسبة تؤخذ من متارب محلية أو من ناتج حفر مناطق أخرى يتم نقلها ودمكها على طبقات بوسائل ميكانيكية فبعد تجهيز الأساس تنقل الأتربة المختارة وتنشر على طبقات بسمك مناسب ويتم دمكها بهراسات من نوع أرجل الغنم أو بهراسات ثقيلة ذات عجلات مطاطية أو بزحافات إهتزازية أو بمعدات ضاغطة ولعل إحدى مميزات السدود الترابية إمكان إستخدامها فى الأساسات الرخوة ويوضح الشكل (2-31) بعض القطاعات للسدود الترابية يظهر بها المناطق المختلفة للردم وطرق التحكم فى الرشح. والأشكال 2-32 و 2-33 تبين بعض الأمثلة لهذه النوعية من السدود.

1-6-2 عوامل إختيار السدود الترابية والركامية

إن طبيعة الموقع هى التى تؤدى إلى إختيار سد ترابى أو سد ركامى من بين الأنواع المختلفة للسدود وتعتبر الظواهر التالية محفزة لإختيار السدود الردمية :

1- إتساع وادى المجرى.
2- عدم وجود أكتاف صخرية صلبة.
3- وجود أعماق كبيرة من التربة تغطى صخور القاع.
4- وجود نوعية ضعيفة من صخور القاع لا تلائم أحمال السدود التثاقلية.
5- وجود وفرة من الطمى المناسب أو ركام الصخر.
6- وجود موقع جيد لمفيض بسعة كافية.

2-6-2 إعتبارات عامة

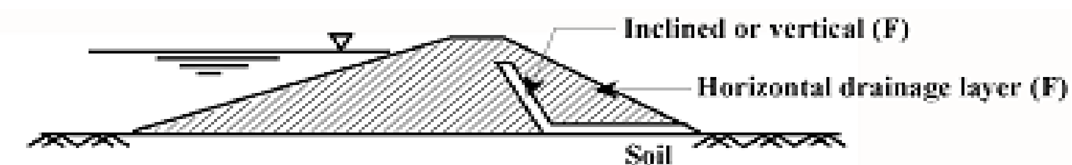
1- غير مسموح بفيضان المياه عبر أعلا السد الترابى، لذا يجب تصميم المفيض بسعة كافية لتفادى ذلك.
2- يراعى أن لا يقل عرض قمة السد عن 10 متر وبحيث يكون مناسبا لحركة المرور فوقه.
3- إبعاد مخارج المياه بعيداً بقدر الإمكان عن جسم السد.
4- إبعاد سطح المياه الراشحة خلال السد (خط الرشح) للحيلولة بينه وبين أن يتقاطع مع الميل الخلفى للسد، وذلك بطرق فنية سيتم التعرض لها بإيجاز فيما يلى من فقرات.
5- تهدئة المياه المنبعثة من المخارج إلى القناة الخلفية للحماية من الجرف الخلفى وذلك بإستعمال وسائل فنية مثل أحواض التهدئة.

3-6-2 أسباب إنهيار السدود الترابية والركامية

تشير الإحصاءات المرتبطة بإنهيار السدود الترابية والركامية إلى أن ظاهرة الإنسكاب Over topping تمثل السبب الأعم لإنهيار السدود الردمية إذ تمثل 35 % تقريبا من مجمل الإنهيارات تليها الإنهيارات بسبب نخربة التربة Piping إذ تمثل 30 % من مجمل الإنهيارات وقد يرتبط ذلك بوجود مناطق سيئة الإنشاء كمناطق التلامس بين الردم والأكتاف أو بسبب تشققات ناشئة من إجهادات الشد التى فرضتها أعمال الردم أثناء العمل. وتشير الإحصاءات أيضا إلى أن إنهيار السدود الردمية قد يحدث نتيجة التسرب أثناء أو عقب الإنشاء أو نتيجة لسحب المياه السريع من الخزان أو أثناء ملء الخزان عند بدء التشغيل.

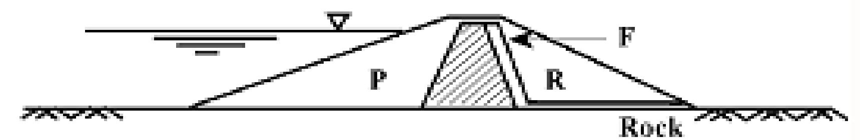
4-6-2 الدراسات المطلوبة

- دراسة كمية التسرب خلال السد .
- دراسة استقرار السد كمنشأ .
- دراسة حماية الميول .



a. Homogeneous dam with internal drainage on impervious foundation

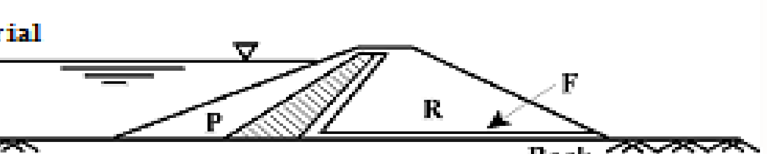
أ- سد متجانس مع طبقة صرف داخلى فوق أساسات منفذة



b. Central core dam on impervious foundation

ب- سد ذو نواة مركزية فوق أساسات غير منفذة

Legend
M = Impervious
P = Pervious
R = Random
F = Select pervious material
US = Upstream



c. Inclined core dam on impervious foundation

ج- سد ذو نواة مائلة فوق أساسات غير منفذة



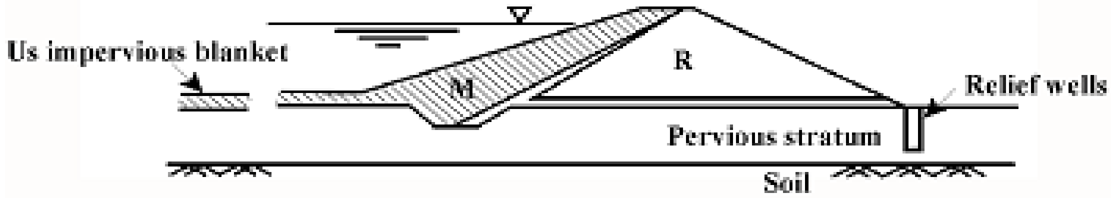
d. Homogeneous dam with internal drainage on pervious foundation

د- سد متجانس مع طبقة صرف داخلى فوق أساسات منفذة



e. Central core dam on pervious foundation

هـ- سد ذو نواة مركزية فوق أساسات منفذة



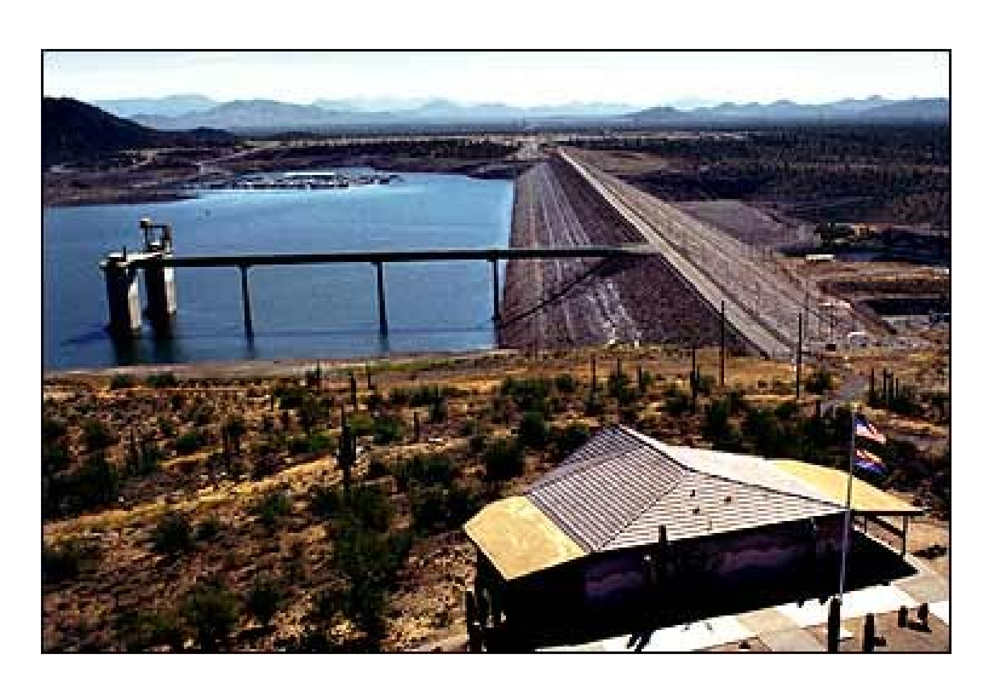
f. Dam with upstream impervious zone on pervious foundation

و- سد ذو منطقة أمامية غير منفذة فوق أساسات منفذة

شكل (2-31): أنواع مختلفة من السدود الترابية



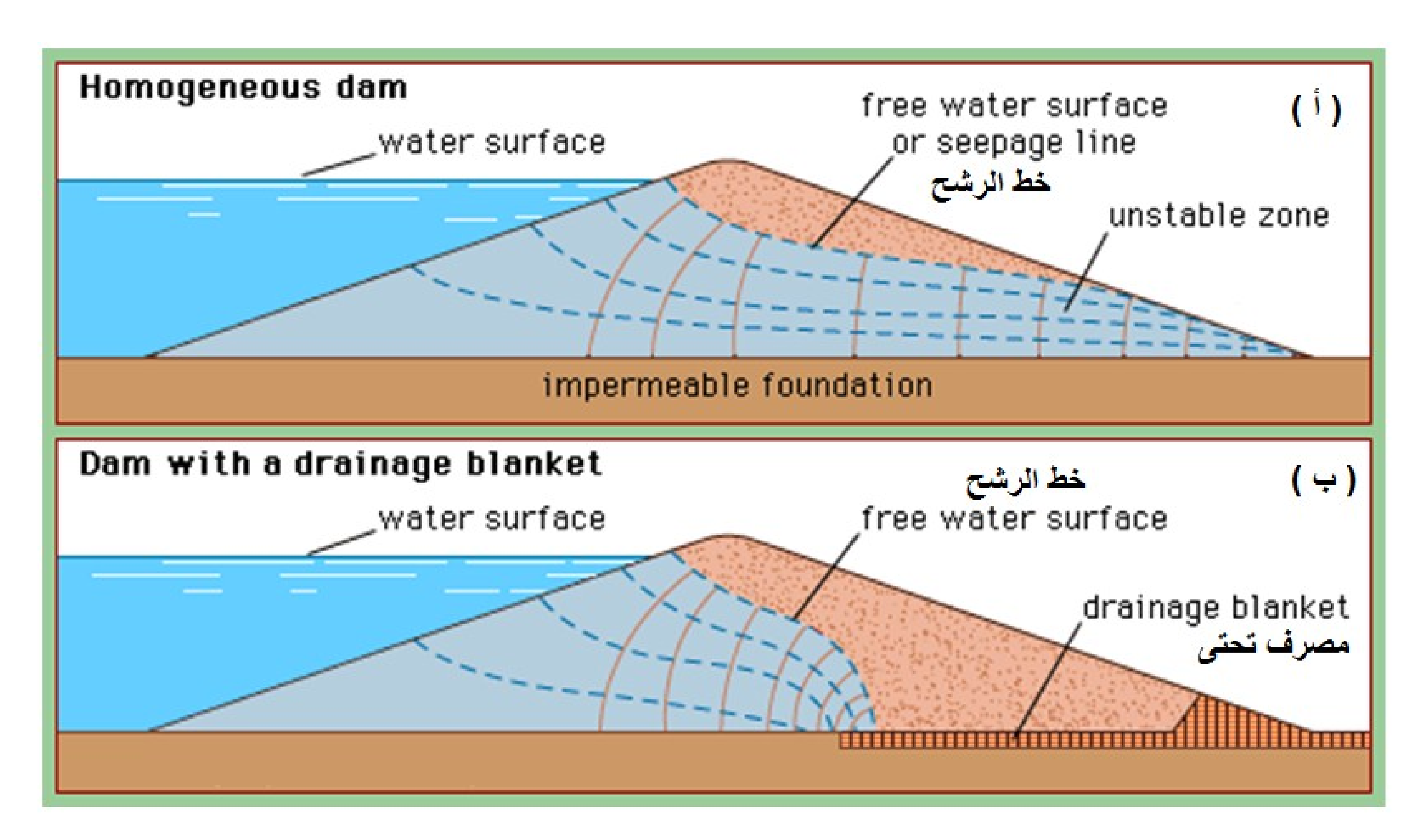
شكل (2-32): سد جاثرايت، سد ترابي بالولايات المتحدة الأمريكية



شكل (2-33): سد نيو واديل، سد ترابي

2-6-5 خط الرشح Seepage Line

خط الرشح Seepage line هو خط التدفق العلوى للمياه المتسربة خلال السد الترابى ، ويمكن تحديده مبدئياً عن طريق التحليل الهيدروليكى (انظر بعده) ، ويجب إبعاد هذا الخط عن الميل الخلفى للسد مع إعداد وسائل مناسبة للصرف حتى لا تتعرض مقدمة السد للانهيار معرضة بذلك استقرار السد كله للخطر. والشكل 2-34 يبين خط الرشح فى حالة عدم استخدام وسيلة مناسبة للصرف وحالة استخدام وسيلة للصرف أسفل السد.



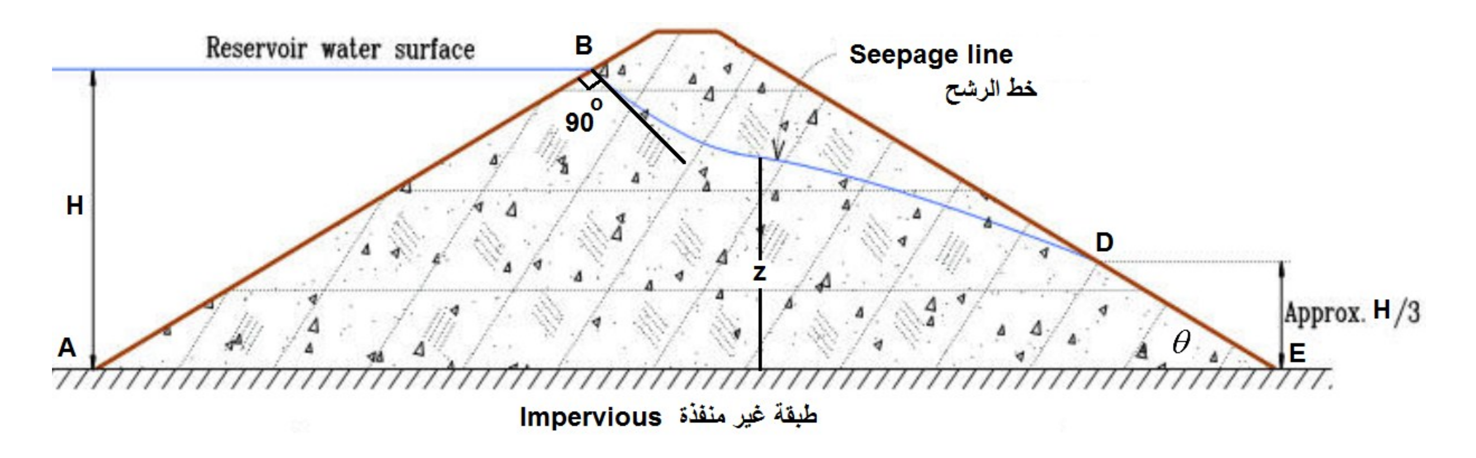
شكل (2-34): (أ) خط الرشح فى حالة عدم استخدام وسيلة للصرف،

(ب) خط الرشح فى حالة استخدام وسيلة للصرف أسفل السد.

2-6-6 التصميم الهيدروليكى للسد الترابى Hydraulic Design

من الشكل (2-35) AE عبارة عن خط تدفق Stream line بينما AB خط جهد متساو Equipotential line ، أما BD فهو خط تدفق مطلوب تحديد مساره، غير أننا نعلم أن الضغط الواقع على السطح الحر للرشح (وهو السطح الذى يعطينا خط الرشح Seepage line مسقطه الرأسى) هو الضغط الجوى (الصفر المقياسى للضغط). وذلك يعنى ان الضاغط البيزومترى φ على امتداد خط الرشح BD قيمته دائماً مساوية لضاغط الوضع (z)، وعلى ذلك فإنه على امتداد خط الرشح تكون :

$$\varphi = z \qquad (2\text{-}10)$$



شكل (2-35): تخطيطى يبين خط الرشح خلال سد ترابى متجانس
وعلى قاعدة صماء وبدون إعداد أى وسائل صرف

ومن أساسيات التدفق الجهدى ثنائى الأبعاد نعلم أن دالة الجهد لمجال جوفى هى ($\psi = K.\varphi$) ، حيث K هى معامل النفاذية ، وعلى ذلك :

عند النقطة B :

$$\psi = K.\varphi \qquad (2\text{-}11)$$

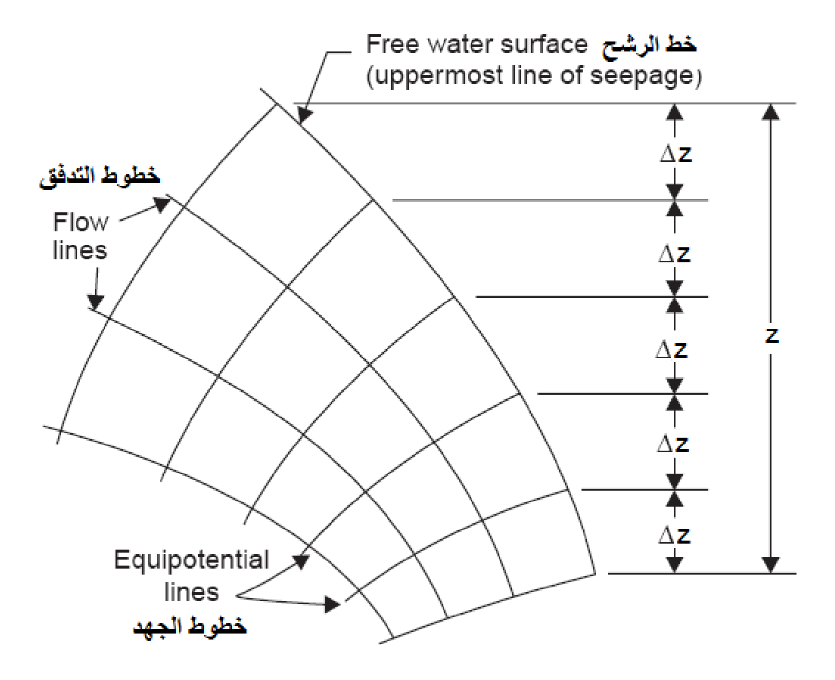
وعند أى نقطة على امتداد BD :

$$\psi = K.z \qquad (2\text{-}12)$$

وعلى ذلك فمن (2-11) و (2-12) :

$$\Delta H = \Delta\psi/K = \Delta z \qquad (2\text{-}13)$$

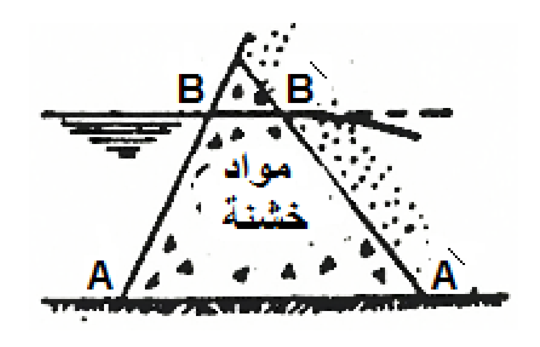
وحيث أن فروق الجهد على امتداد شبكة التدفق Flow net فى اتجاه التدفق تكون ثابتة، لذا فإن المعادلة (2-12) تعنى أن **Δz** تكون ثابتة أيضاً، وذلك يعنى بالتالى أن خط الرشح يتقاطع مع خطوط الجهد المتساوى المتتالية عند أقسام رأسية متساوية **Δz** كما هو مبين بالشكل 2-36، وفى الحقيقة فإن تلك تعتبر سمة أساسية من سمات خط الرشح تساعد كثيراً فى تحديد مساره.



شكل (2-36) : خط الرشح يقطع خطوط الجهد المتساوى على مسافات رأسية متساوية

7-6-2 بداية خط الرشح Upstream end of the seepage line

لما كان AB يمثل خط جهد متساو (شكل 2-35) فإن خط الرشح يكون عمودياً على AB عند B، ويستثنى من ذلك الحالة المبينة بالشكل 2-37 حيث يبدأ خط الترشح أفقيا عند B.

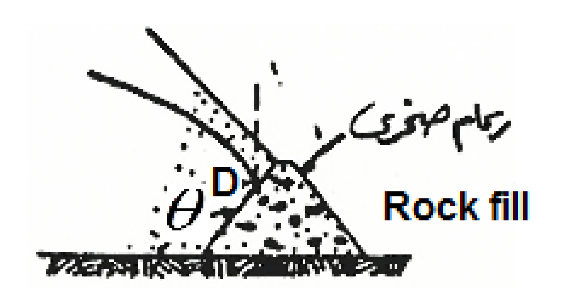


شكل (2-37): بداية خط الرشح فى حالة عدم وجود قطاع من المواد الخشنة

8-6-2 نهاية خط الرشح Downstream end of the seepage line

فى حالة السد الترابى المرتكز على طبقة صماء دون إعداد صرف تحتى وهى الحالة التى يمثلها الشكل 2-35، ينتهى خط الرشح مماساً للميل الخلفى للسد (وهى الحاله التى تمثل من الناحية العملية مسار خط الرشح خلال نواة السد إذ أنه يستحيل ترك خط الرشح ليتقاطع مع الميل الخلفى كما سبق أن ذكرنا).

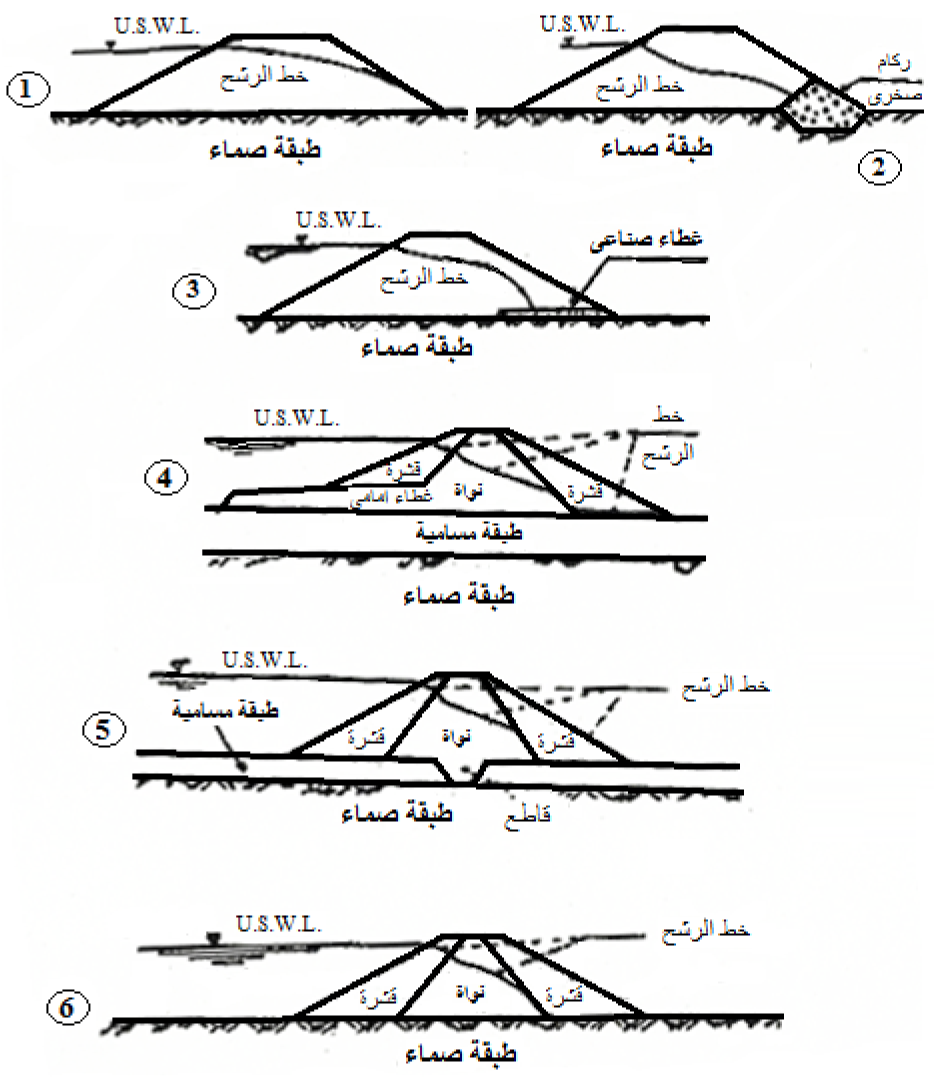
وفى حالة وجود قدمة من الركام الصخرى عند قدمة السد كما هو مبين بالشكل 2-38، فإن خط الرشح يميل إلى الانتهاء عمودياً كما هو مبين.



شكل (2-38): انتهاء خط الرشح عند قدمة من الركام الصخرى

9-6-2 أمثلة لأشكال خطوط الرشح خلال السدود الترابية

يبين الشكل 2-39 أمثلة متنوعة للرشح خلال سدود ترابية تختلف تصميماتها والثلاثة الأخيرة منها مزودة بنواة صماء، وقد اصطلح على ألا تزيد النفاذية خلال النواة عن 0.10 من النفاذية خلال القشرة. وفى حالة بعد الطبقات الصماء عن قاعدة السد الترابى فغالباً ما يلجأ لتصميم القواطع (الستائر الرأسية) أو الأغطية الصماء (الستائر الأفقية) كما فى السدين 4 و5 بالشكل.



(2-39): أمثلة مختلفة للرشح خلال السدود الترابية

10-6-2 تحديد خط الرشح Determination of The seepage Line

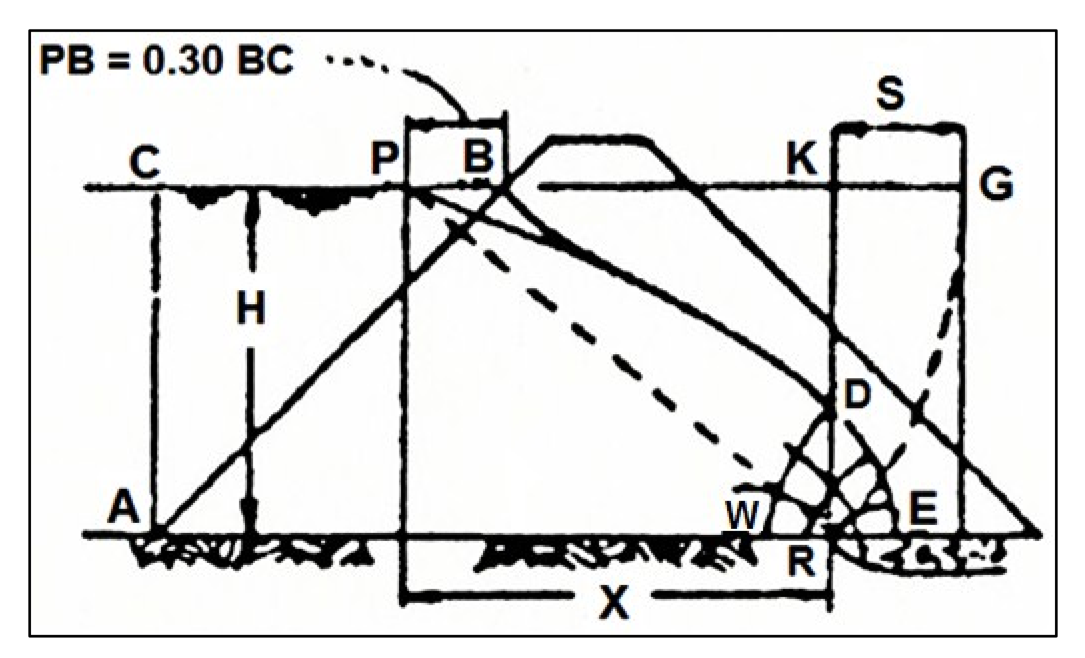
تناول بعض الباحثين طرقاً مختلفة تساعد فى التحديد المبدئى لخط الرشح فى حالات مبسطة للسد الترابى التى وإن كانت غالباً ما تبعد أحياناً عن الحالات الواقعية، إلا أنها تعتبر ذات قيمة بالنسبة للتصميم المبدئى، وسنستعرض فيما يلى حالتين من تلك الحالات :

أولاً: فى حالة وجود صرف تحتى أفقى Horizontal Underdrainage Embankment

تتلخص طريقة كازاجراند Casagrand لهذه الحالة فى:

1- يفترض فى هذه الطريقة إمكان تقريب خط الرشح إلى قطع مكافئ تربيعى Square parabola بؤرته النقطة R (شكل 2-40) عدا جزء صغير يلى نقطة البداية B .
2- حدد النقطة P وتسمى نقطة البداية المعدلة، كما فى الشكل، وهى نقطة على القطع المكافئ.

3- إرسم خطا افقياً PG بحيث يكون PG = PR ، لذا فإن G تقع الأن على دليل القطع المكافئ. وبخط رأسى RK نحدد مباشرة البعد البؤرى S وهو المسافة بين النقطتين KG .
4- إرسم خطاً رأسياً RD = S فتكون النقطة D إحدى نقاط القطع المكافئ.
5- تتحدد النقطة E وهى رأس القطع المكافئ وفى نفس الوقت نهاية خط الترشح تتحدد بأخذ RE = S/2 .
6- لدينا الآن ثلاث نقاط محددة على خط الترشح هى P, D, E وحيث أن ثابت القطع المكافئ قد اصبح الآن محددا ويساوى S/2 فيمكن رسم القطع المكافئ بإضافة نقاط أخرى تحسب من المعادلة $Y^2 = 4\ (S/2)\ X$ ، ثم يستكمل الجزء الصغير الذى يلى نقطة المدخل "B" باليد.
7- بما سبق تكون حدود التدفق قد استكملت ، ويمكن رسم شبكة التدفق لمياه الرشح خلال السد الترابى مع مراعاة تحقيق الشرط الذى تتضمنة المعادلة (13-2) .



شكل (40-2) : طريقة كازاجراند لتحديد خط الرشح فى حالة الصرف الأفقى تحت الســد

معدل التدفق لوحدة العرض فى حالة الصرف التحتى الأفقى

يمكن بطبيعة الحال استنتاج معدل تدفق الرشح Seepage quantity لوحدة العرض "q" من شبكة التدفق بعد رسمها فى نطاق حدود التدفق الواردة بالخطوات السابقة ، حيث تكون q مساوية لحاصل ضرب معامل النفاذية K فى "نسبة الشبكة" فى الضاغط (راجع الفصل الأول)، إلا أنه يمكن استنتاج q بطريقة مباشرة كما يلى :

إن شبكة التدفق WDE (شكل 2-40) تبدأ بضاغط قيمته S، وعدد قنوات التدفق بما يتساوى مع عدد مرات سقوط الجهد، أى أن نسبة هذه الشبكة هى الوحدة لذلك فإن :

$$q = K\ .\ S \qquad (2\text{-}14)$$

حيث : K = معامل النفاذية.

<u>ثانياً : تحديد خط الرشح خلال نواة السد الترابى</u> (شكل 2-41)

فى هذه الحالة تتخذ قدمة النواة وهى النقطة E على الشكل البؤرة للقطع المكافئ ، وقد أعطى كازاجراند النقطة الحقيقية D التى يتقاطع فيها خط الرشح مع الميل الخلفى للنواة عن طريق ايجاد المسافة $L = DE$ كما يلى:

$$L = \sqrt{X^2 + H^2} - \sqrt{X^2 - H^2 \coth^2\theta} \qquad (2\text{-}15)$$

وذلك لقيم $\theta = 90$ أو أقل .

حيـــث :

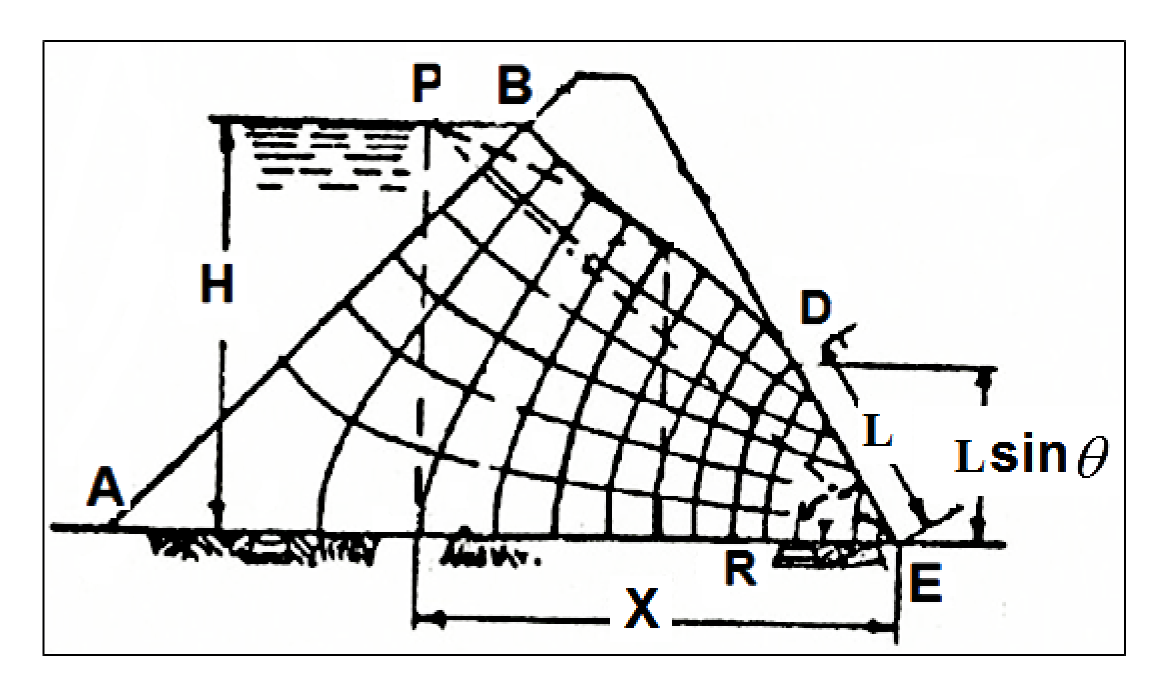
X = مسقط المسافة PE على القاعدة.

θ = زاوية قدمة النواة.

كذلــك أعطى معدل التدفق على وحدة العرض q كما يلى :

$$q = K.L.\sin^2\theta \qquad (2\text{-}16)$$

وذلك لقيم $\theta = 90$ أو أقل .



شكل (2-41): حالة انتهاء خط الرشح على الميل الخلفى للنواة

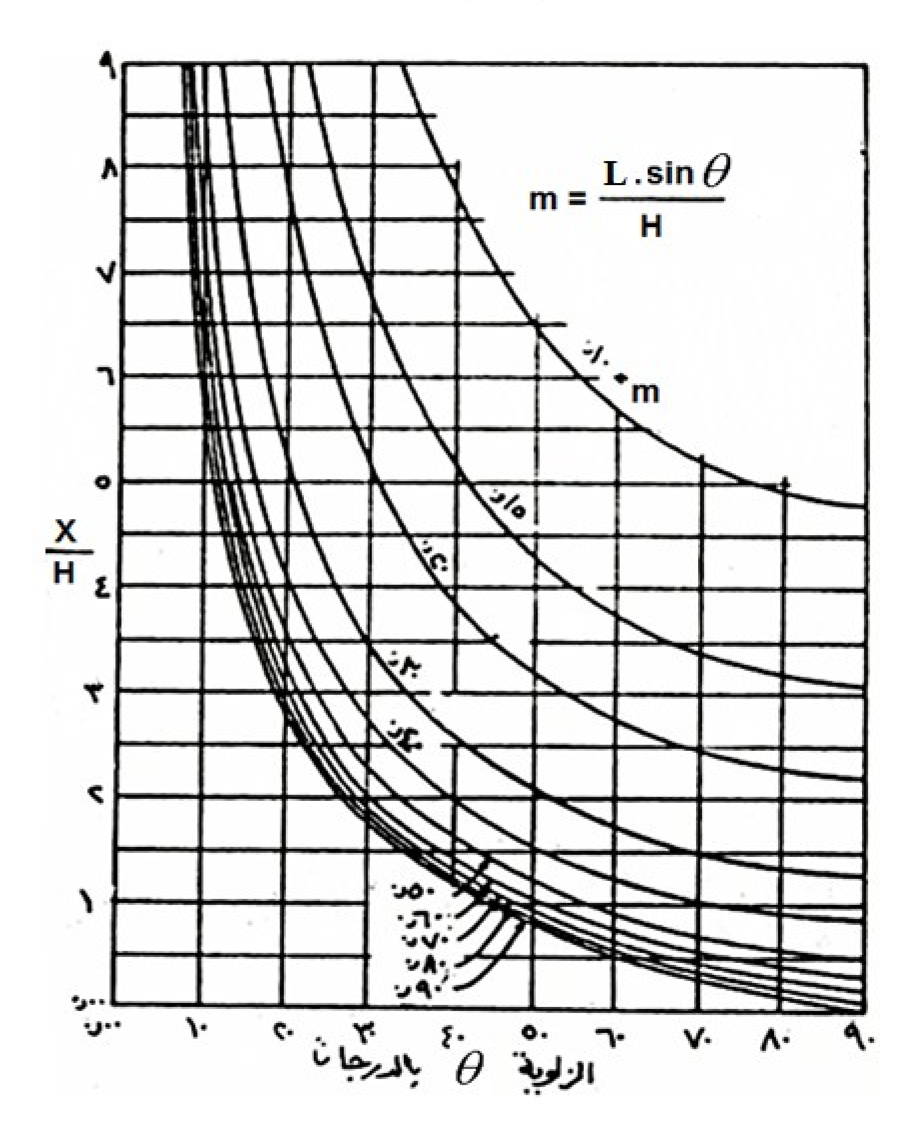
ولحساب q من شبكة التدفق لابد وأن نلاحظ أن شبكة التدفق الحقيقية تنتهى عند خط الجهد المتسـاوى DR (شكل 2-41) وأن الضاغط على هذا الجزء من الشبكة هو (H – L sinθ) ، بحيث يكون :

$$q = K.(H - L\sin\theta).\left(N_f / N_d\right) \qquad \textbf{(2-17)}$$

حيث :

N_f = عدد قنوات التدفق .

N_d = مرات سقوط الجهد بين AP, DR وقد أعطى جيلبوى Gilboy مجموعة المنحنيات بالشكل 2-42 لتسهيل حساب المسافة L على الميل الخلفى للنواة بدلالة النسبة (X/H) وزاوية القدمة θ للنواة.

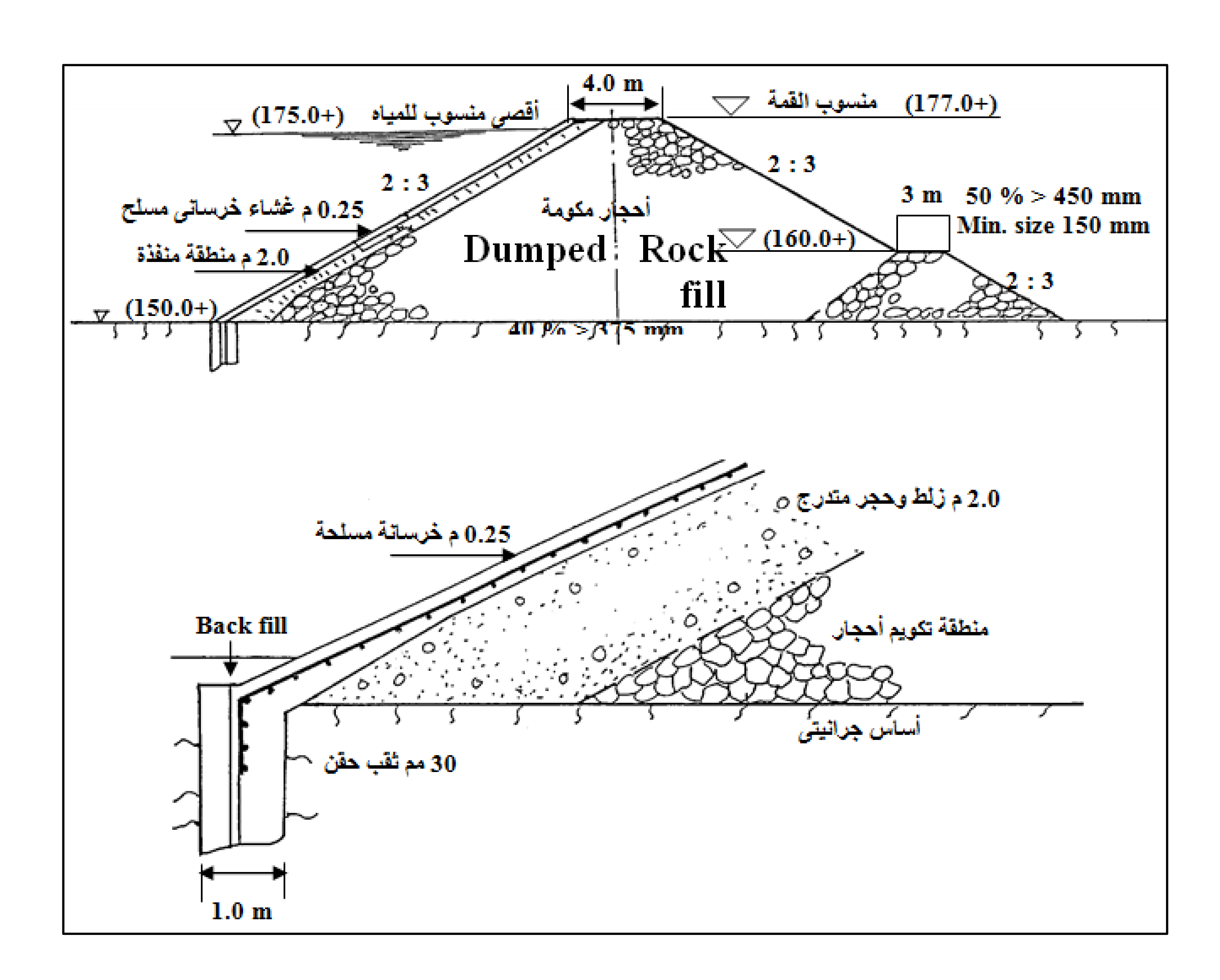


شكل (2-42): حساب المسافة L على الميل الخلفى للنواة

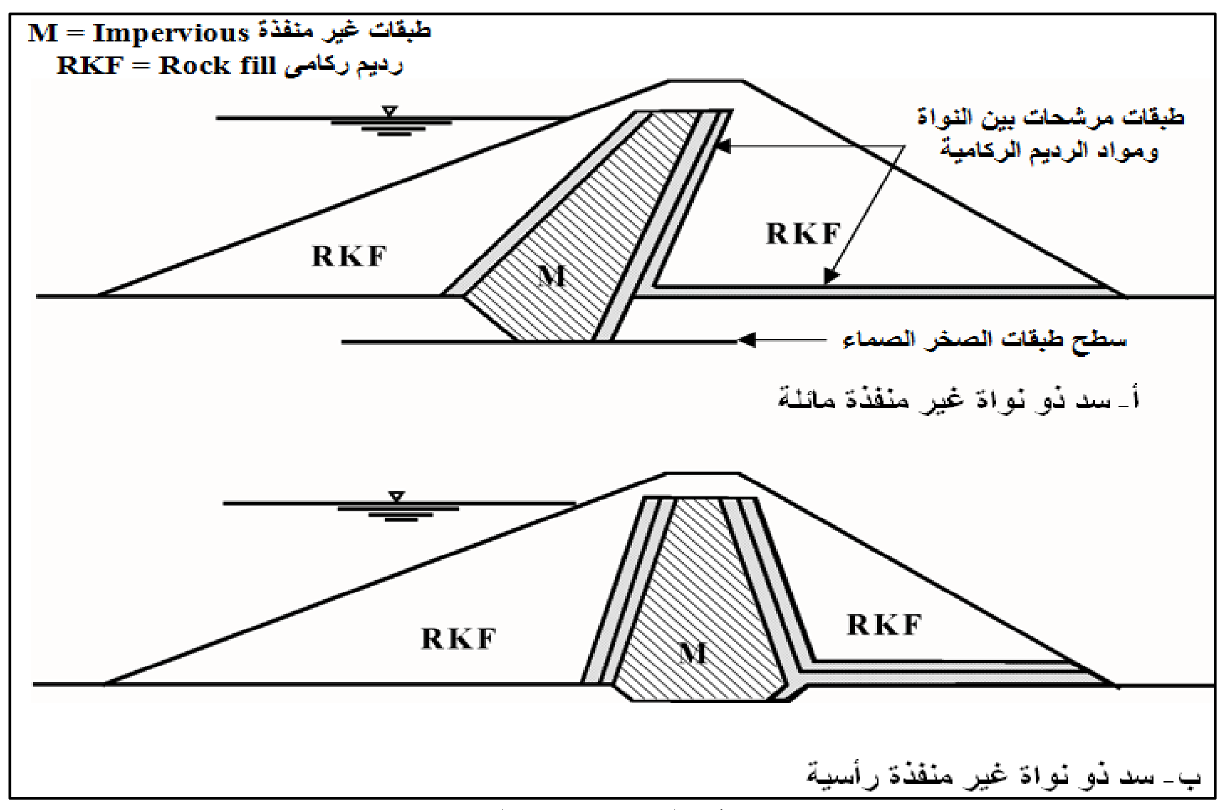
7-2 السدود الركامية Rockfill Dams

يتكون السد الركامى بصفة عامة من ركام الصخور سواء كانت منقولة عشوائيا أو مصفوفة على طبقات مع تزويد السد بغشاء أو طبقة غير منفذة للمياه تنشأ عادة إما على الميول الأمامية لسطح السد (شكل 2-43). أو داخل جسم السد على طول المحور (شكل 2-44) وتتكون مواد هذا الغشاء من أى من المواد الآتية :

1- السدود الركامية هى تلك السدود التى تعتمد على الأحجار الأتربة المضغوطة وغير المنفذة للمياه.
2- الخرسانة العادية أو الخرسانة المسلحة.
3- الخرسانة البيتومينية المكونة من خليط الرمل والبيتومين.
4- الستائر المعدنية.



شكل (2-43) : قطاع نموذجى لسد ركامى ذا غشاء خرسانى فى الأمام



شكل (2-44) : أمثلة لسدود ركامية ذات نواة غير منفذة

2-7-1 مميزات السدود الركامية

يعتبر إنشاء السدود الركامية إقتصاديا مقارنة بالأنواع الأخرى للسدود للأسباب وفى الحالات الآتية :

1- تعتبر السدود الخرسانية عالية التكاليف لإرتفاع تكاليف مكوناتها.
2- صعوبة توافر الأتربة المناسبة لإنشاء السدود الترابية.
3- تربة التأسيس للسدود الركامية عادة لا تصلح للسدود الثقيلة.
4- توافر الأحجار الجيدة المناسبة لإنشاء جسم السد وتوافرها بكميات كبيرة بالموقع.
5- لا تتأثر كثيرا بالقوى التى تنتج من الزلازل كما يحدث فى حالة السدود التثاقلية.

2-7-2 متطلبات أساسية بالنسبة لإنشاء السدود الركامية

1- أن تكون الصخور عالية الصلابة وغير قابلة للتحلل فى الماء .
2- يفصل المفيض بعيداً عن الركام .
3- أن تكون طبقة التأسيس عالية التحمل بالنسبة للإجهادات المتوقعة .
4- نختار الميول الأمامية والخلفية بكثير من التحفظ لتوفير مقاومة كافية فى مجابهة الزلازل .
5- التأكد من الكثافة الكافية للركام الصخرى وتلاصق الصخور مع بعضها بدرجة كافية، لذلك فإنه تضخ أنواع الرمال والزلط أو الطين خلال الركام وتسمى تلك العملية " تلبيس الصخور" .

والشكل 2-45 يبين مثال لأحد أكبر السدود الركامية وهو سد موهالى Mohale Dam والمقام على نهر سينكونيان Senqunyane river بمملكة ليسوتو (هي مملكة في داخل اتحاد جنوب أفريقيا).



شكل (2-45): سد موهالى Mohale Dam والمقام على نهر سينكونيان Senqunyane river

3-7-2 -السد العالى بأسوان ، (مصر) شكل (2-46)

السد العالى بأسوان من أحدث أمثلة السدود الركامية فى العالم وهو أولها من ناحية الحجم (سعة 130 مليار م3 عند منسوب 182). ويمكن تلخيص السمات العامة للسد والبحيرة المتكونة أمامه فيما يلى :

- الطاقة الكهربية من السد العالى 10 مليار كيلوات ساعة سنوياً (شكل 2-47، 2-48).
- الطول الكلى للسد 3600 مترا منها 250 مترا بين ضفتى النيل.
- الارتفاع فوق القاع 111 مترا ، والعرض عند القاع 980 مترا ، وعرض القمة 40 مترا.
- الركام الصخرى من الجرانيت والرمال.
- النواة الصماء من الطين الأسوانى المانع لتسرب المياه.
- تتصل النواة بستارة أفقية أمامية مانعة للمياه.
- ستارة الحقن تمتد أسفل النواه حتى الطبقة الصماء (وهى عبارة عن المهد الصخرى الجرانيتى على عمق 180 مترا تحت قاعدة السد).
- الممرات الخرسانية الثلاث المبينة بالشكل استخدمت فى اتمام الستارة الرأسية .
- أعد صفان من آبار الصرف بالخلف لصرف ما قد يتسرب من المياه تحت السد .

قناة التحويـــــل

- طول قناة التحويل الكلى 1950 مترا بالأمام ، 485 مترا بالخلف ، 315 مترا للأنفاق والمحطة (عدد الأنفاق ستة) (شكل 2-49) .
- منسوب القناه بالخلف يبدأ عند (85,50) مترا ، وتمرر 11000 م^3/ث (مليار م^3 / يوم).
- الأنفاق بقطر 15 مترا لكل منها ومبطنة بخرسانة مسلحة سمكها 1,00 مترا على الأقل .

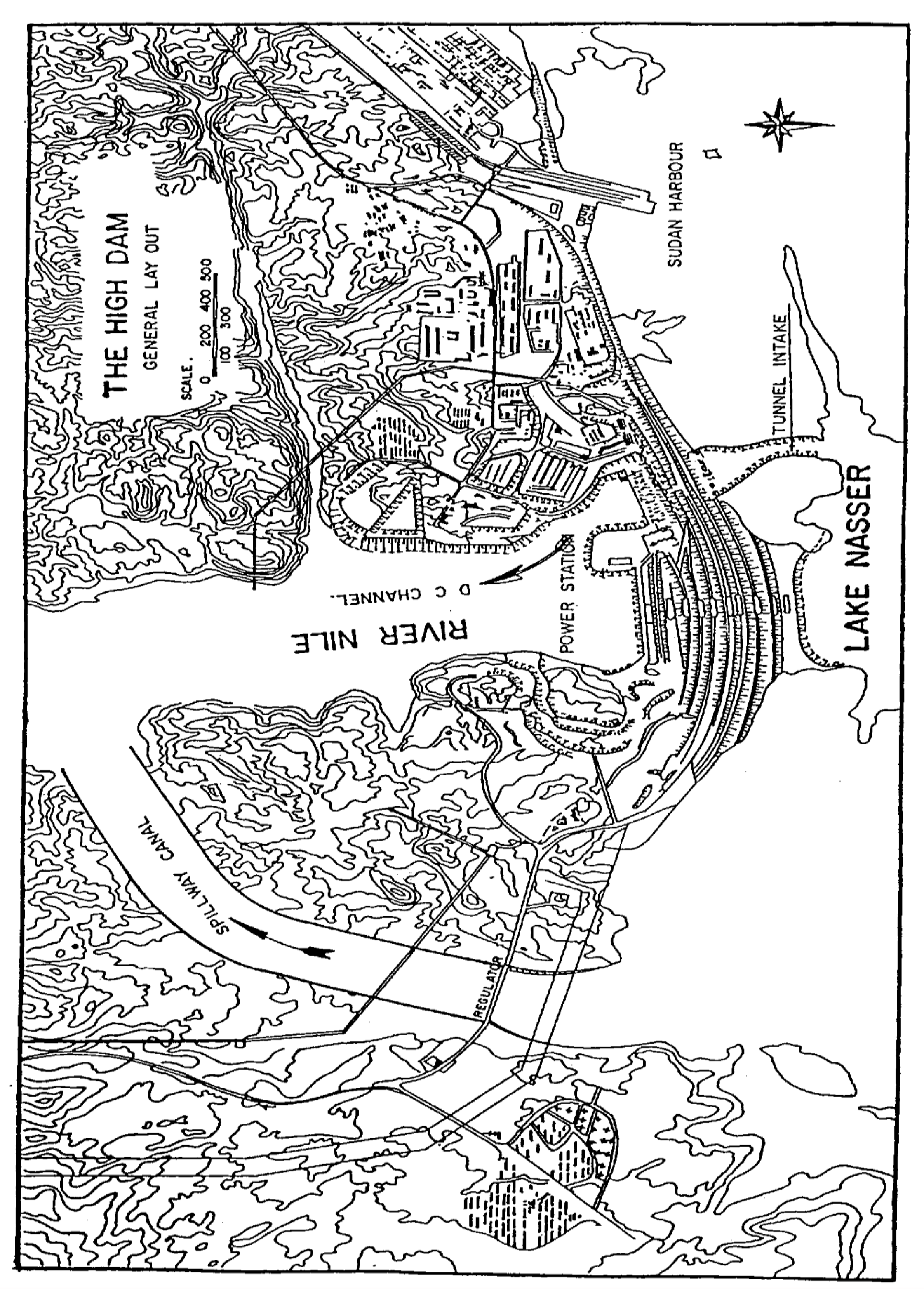
بحيرة السد (بحيرة ناصر)

- طول البحيرة 500 كم ومتوسط عرضها 12 كم ومسطحها 6500 كم^2 .
- سعة حوض التخزين أمام السد 162 مليار م^3 تفصيلها كمايلى :

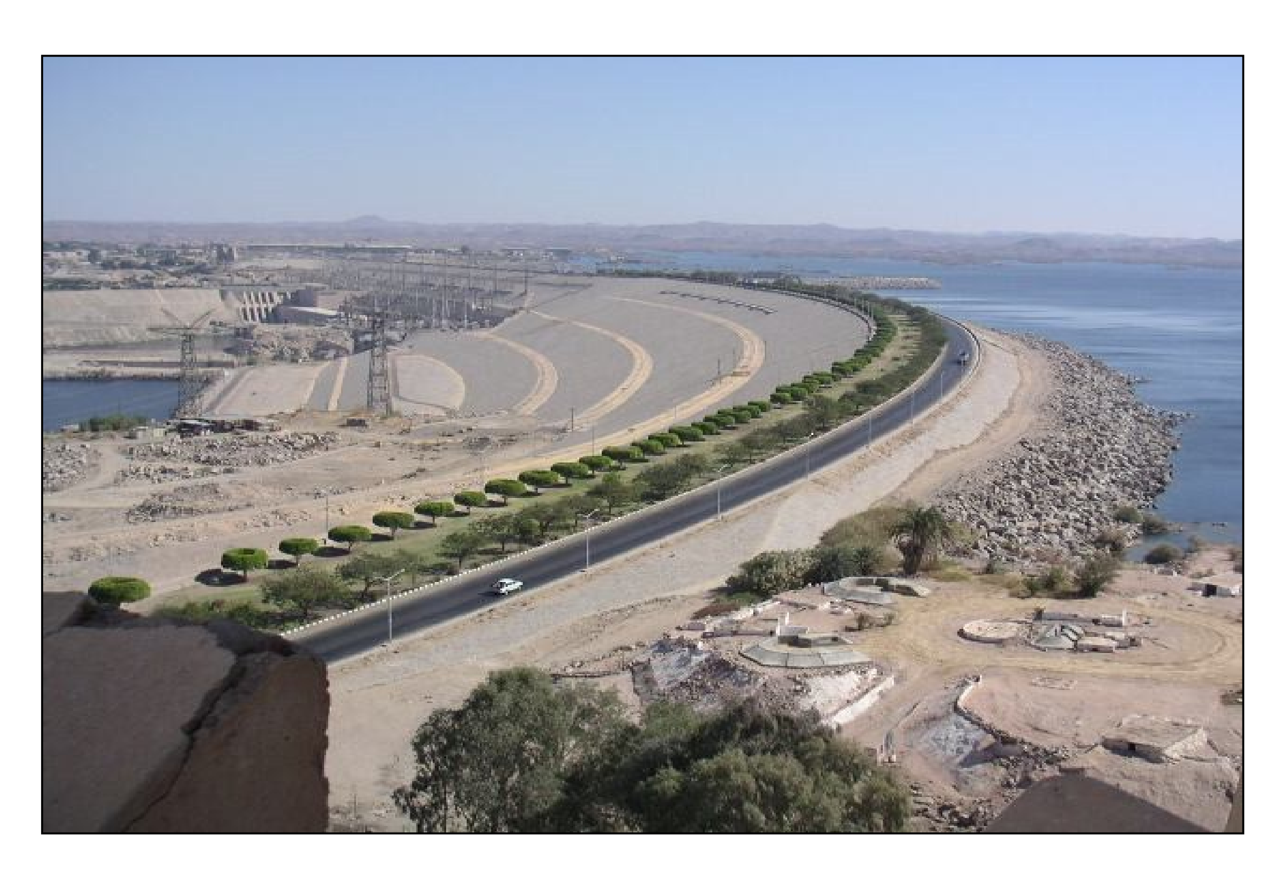
90 مليار سعة حية بين منسوبى (147) ، (175) مترا.

41 مليار بين منسوبى (175) ، (182) مترا ، احتياطى للوقاية من الفيضات العالية .

31 مليار بين منسوبى (85) ، (182) مترا يفترض أن تمتلئ بالطمى على مدى خمسمائة عام.



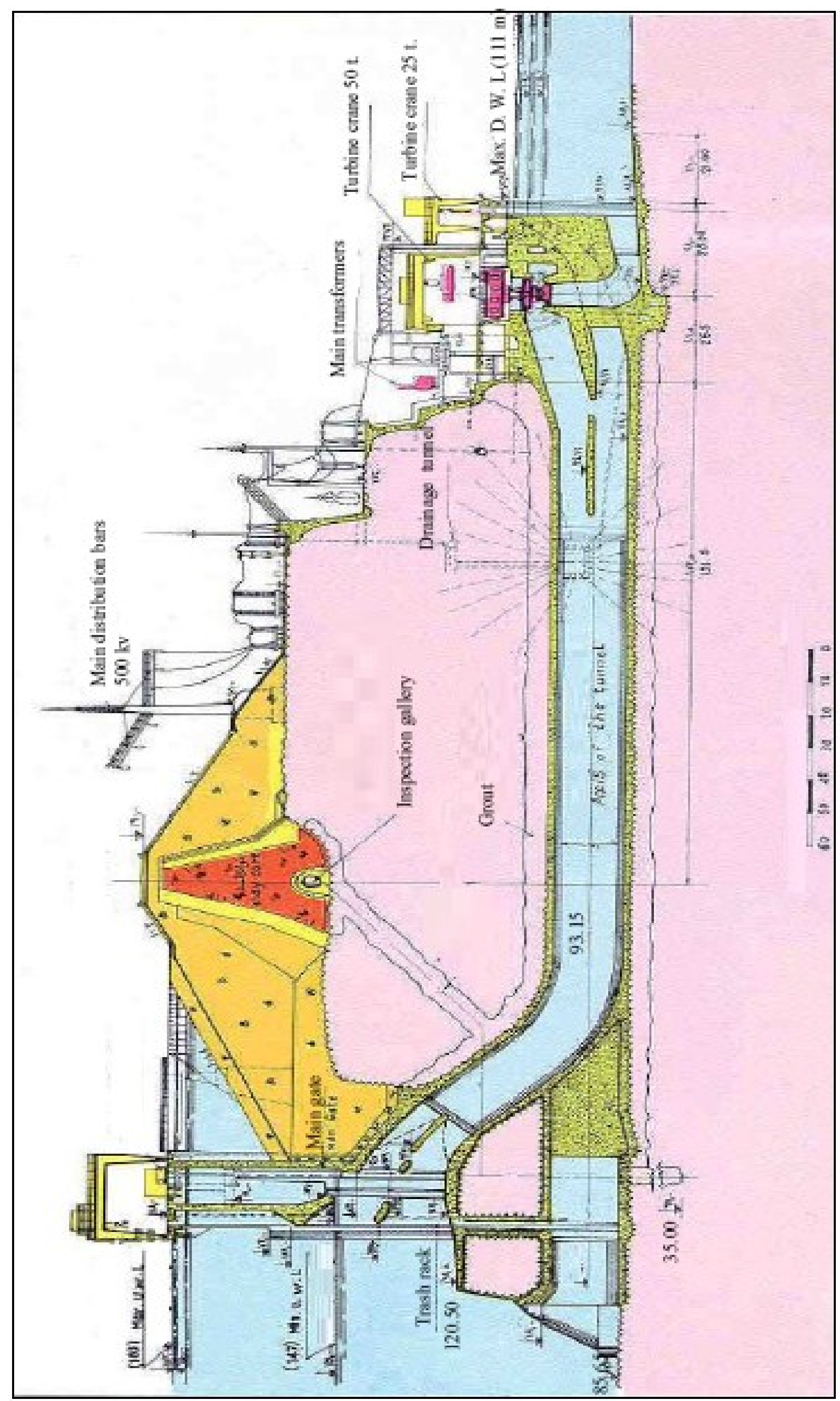
شكل (2-46) : مسقط أفقى للسد العالي



شكل (2-47): السد العالي بأسوان والميول الأمامية – محطة الكهرباء فى يسار الصورة



شكل (2-48): محطة كهرباء السد العالي



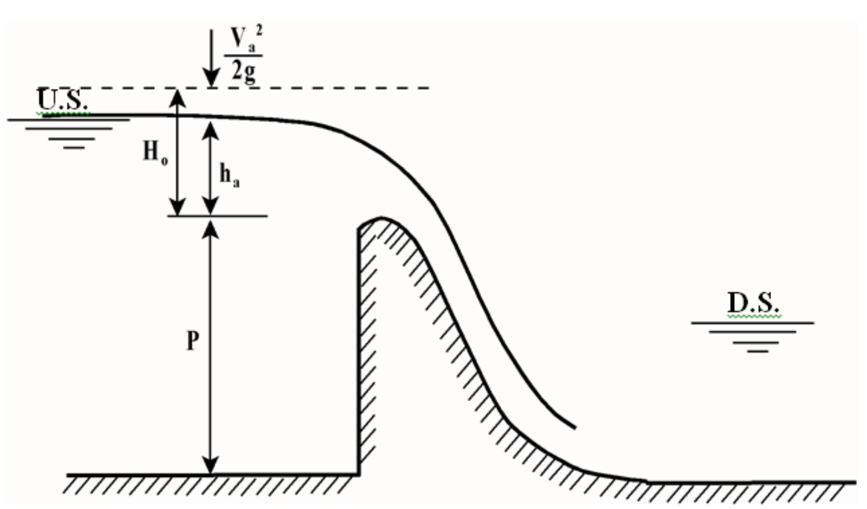
شكل (2-49) : قطاع عرضي فى السد العالي

8-2 مفيضات السدود Dams Spillways

عندما يواجه السد تصرفات أكبر من التصرفات التصميمية التى أنشئ من أجلها فإن المياه الزائدة تمر من خلال المفيض إلى مجرى النهر خلف السد أو تهدر إلى منطقة قريبة حماية للسد. ومن الشائع إستخدام نوعين من المفيضات فى آن واحد أحدهما مع جسم السد نفسه والآخر فى منطقة الأكتاف كذلك يمكن تزويد المفيض ببوابات تحكم فى التصرف أو يترك حرا. وتتعدد أنواع مفيضات السدود وخصائصها الهيدروليكية وفيما يلى عرضاً لأهم انواع المفيضات المستخدمة.

1-8-2 المفيض الحر Overfall Spillway

يعتبر المفيض الحر من أكثر أنواع المفيضات شيوعا وهو يناسب السدود التثاقلية الخرسانية والحجرية التى تتميز بطول مناسب لقمة السد وتكون قمة المفيض غالبا منحنية وتشكل لتلائم الحافة السفلى لمقذوف المياه فوق هدار حاد عند أقصى تصرف تصميمى وبذلك لا يتعرض سطح المفيض لأية ضغوط إضافية. وإذا قل التصرف المار عن التصرف التصميمى تعرض سطح المفيض لضغط موجب (أكبر من الضغط الجوى) أما إذا زاد التصرف المار عن التصرف التصميمى فإن سطح المفيض يتعرض لضغط سالب (أقل من الضغط الجوى) ويعرف هذا السطح المنحنى بسطح أوجى (Ogee) كما هو موضح بالشكل (2-50).

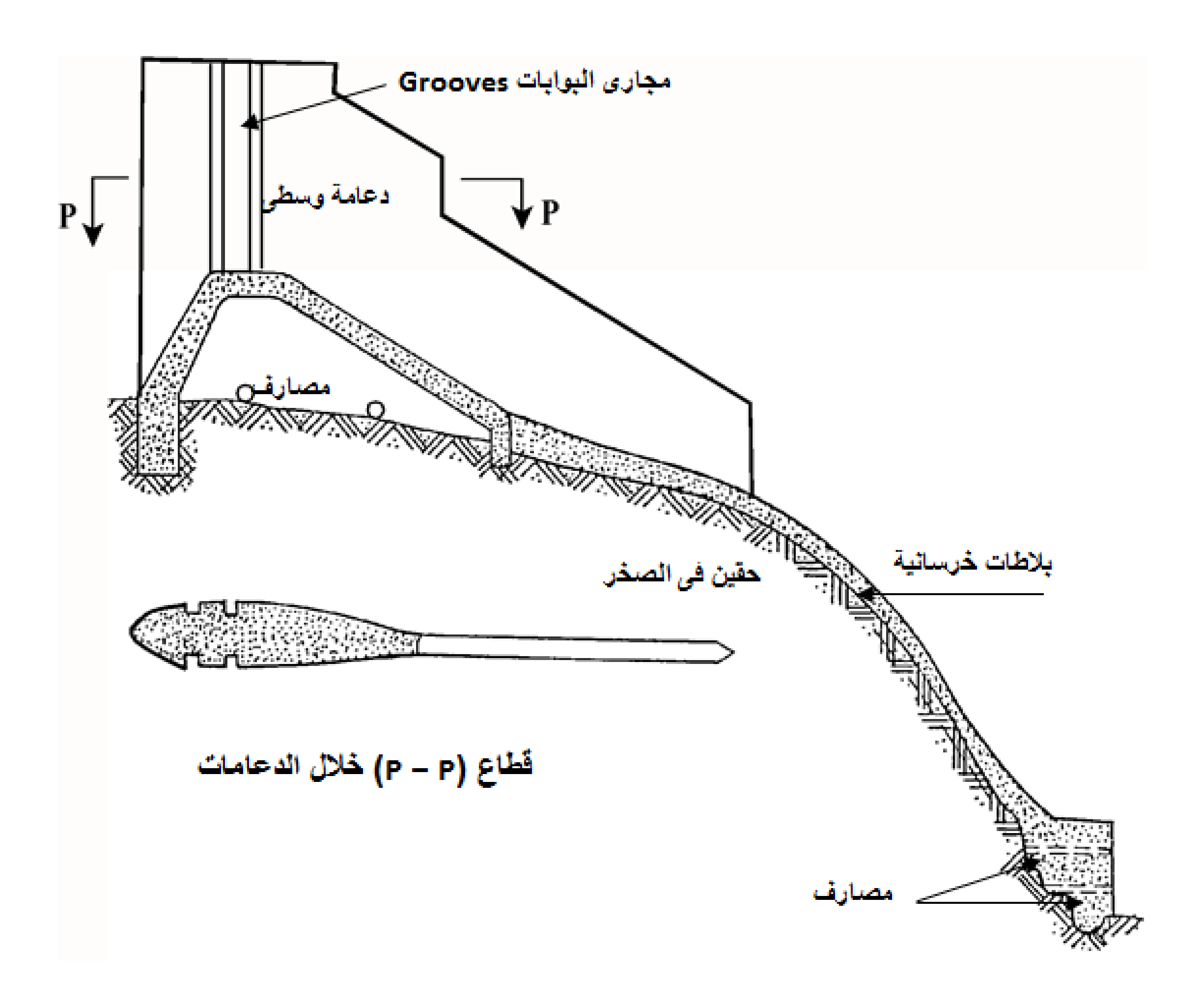


شكل (2-50): سطح أوجى (Ogee)

2-8-2 المفيض المنحدر Chute Spillway

المفيض المنحدر عبارة عن قناة مفتوحة (شديدة الميل) لتوصيل المياه من بحيرة التخزين أمام السد إلى مخرج المياه خلف السد وهو شائع الإستعمال فى حالة السدود الركامية والترابية ويعتبر أبسط الأشكال لهذه المفيضات المنشأ المستقيم ذو العرض الثابت نظرا لأن تغير العرض أو الاضطرار لعمل الإنحناءات فى القناة قد يؤدى إلى صعوبات فى التصميم للتغلب على مشاكل تكوين الموجات الإنتقالية والموجات المتداخلة وعمليات التهوية فى حالة السريان فوق

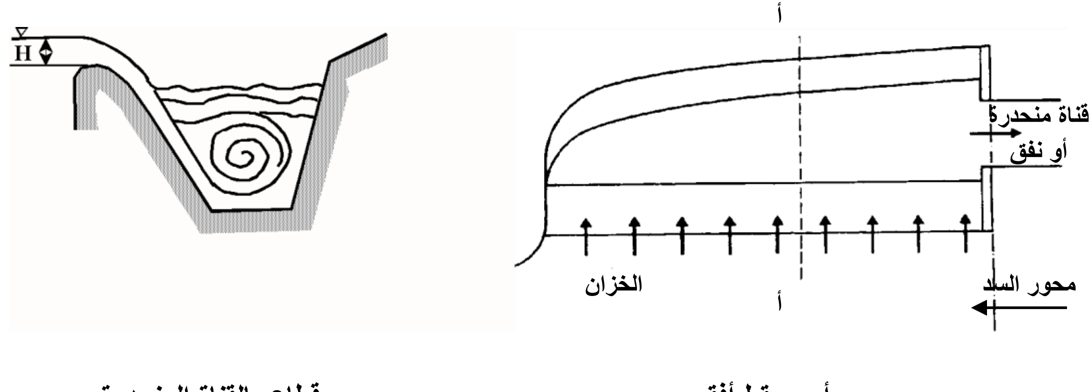
الحرج وما يتبعها من دفع وغمر الحوائط الجانبية وإنسكاب المياه فوقها خاصة فى المفيضات ذات القطاعات الصغيرة وغالبا ما يتم وضع بوابات على مدخل القناة للتحكم فى التصرفات المارة كما هو موضح بالشكل (2-51).



شكل (2-51): مفيض منحدر مزود ببوابات

3-8-2 مفيض القناة الجانبية Side-Channel Spillway

يستخدم المفيض الجانبى فى الحالات التى يصعب فيها إستخدام المفيض الحر وفى الحالات التى يكون فيها موقع السد محصورا بين جوانب عالية ذات ميول حادة. فى هذه الحالة تنحدر المياه فوق حافة الهدار إلى القناة ويكون إتجاه السريان فى هذه الحالة موازيا لحافة المفيض (عموديا على جسم السد) وغالبا ما يزداد عرض القناة فى إتجاه السريان كما هو موضح بالشكل (2-52).

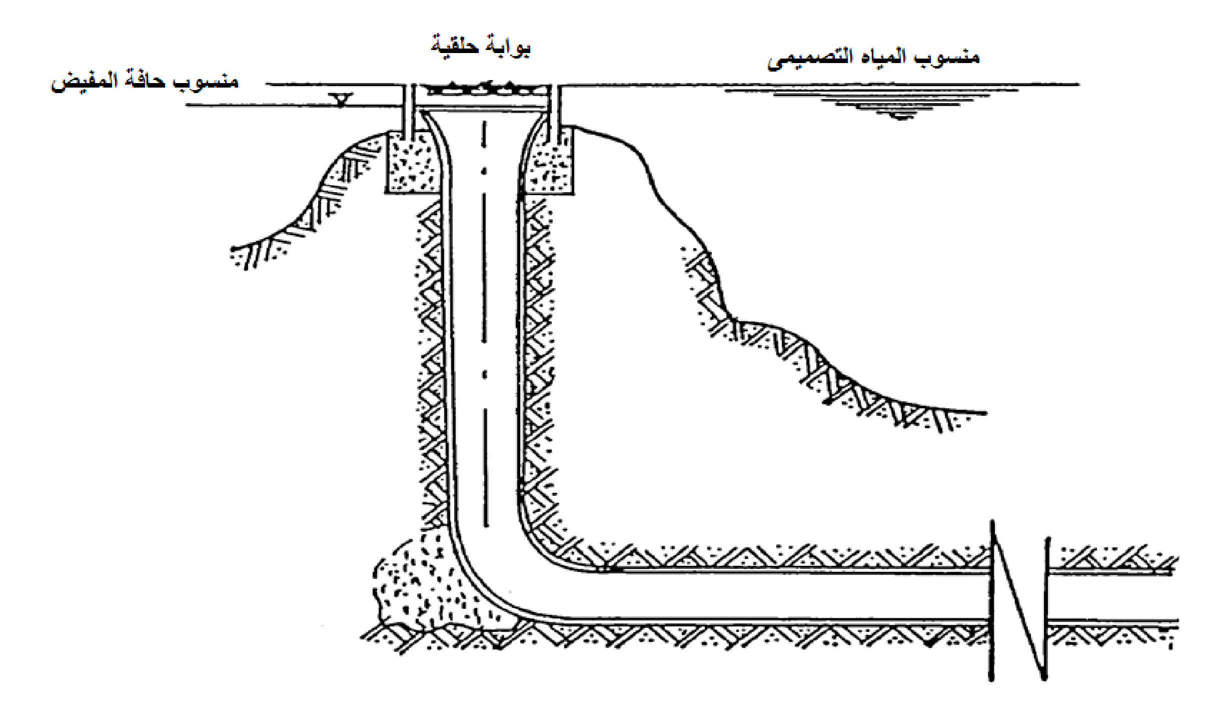


أ- مسقط أفقى ب- قطاع بالقناة المنحدرة

شكل (2-52): مفيض القناة الجانبية

2-8-4 المفيض البئرى Shaft Spillway

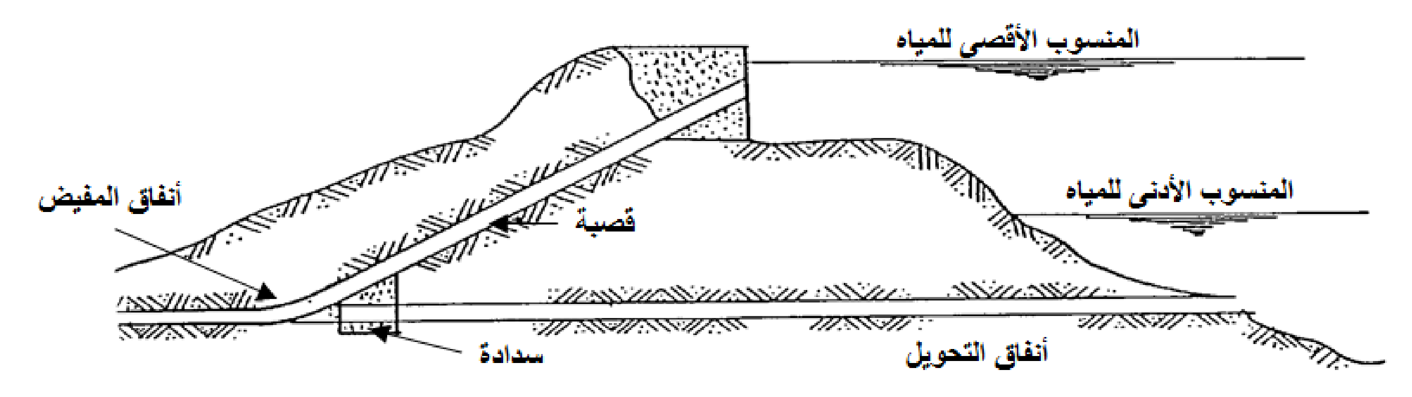
تمر المياه الزائدة عن التخزين فى هذا النوع من المفيضات فوق حافة مفيض قمعى الشكل حيث تتحرك رأسيا لأسفل كما هو مبين فى الشكل (2-53) ويستخدم هذا النوع من المفيضات فى الأودية الضيقة العميقة التى لا يكفى فيها العرض لإنشاء المفيض فوق السد وأيضا فى حالة التصرفات الصغيرة. ومن عيوب هذا النوع من المفيضات أن التصرفات المارة من خلال المفيض تزداد تدريجيا مع زيادة إرتفاع المياه فوق حافة الهدار حتى تصل إلى حد معين يتم بعده غمر الهدار وتكون الزيادة فى التصرفات بعد ذلك بطيئة ولا تتناسب مع عمق المياه فوق الهدار وبذلك تقل عوامل الآمان عند مرور الفيضانات الكبيرة غير المتوقعة.



شكل (2-53): مفيض بئرى

5-8-2 أنفاق المفيضات

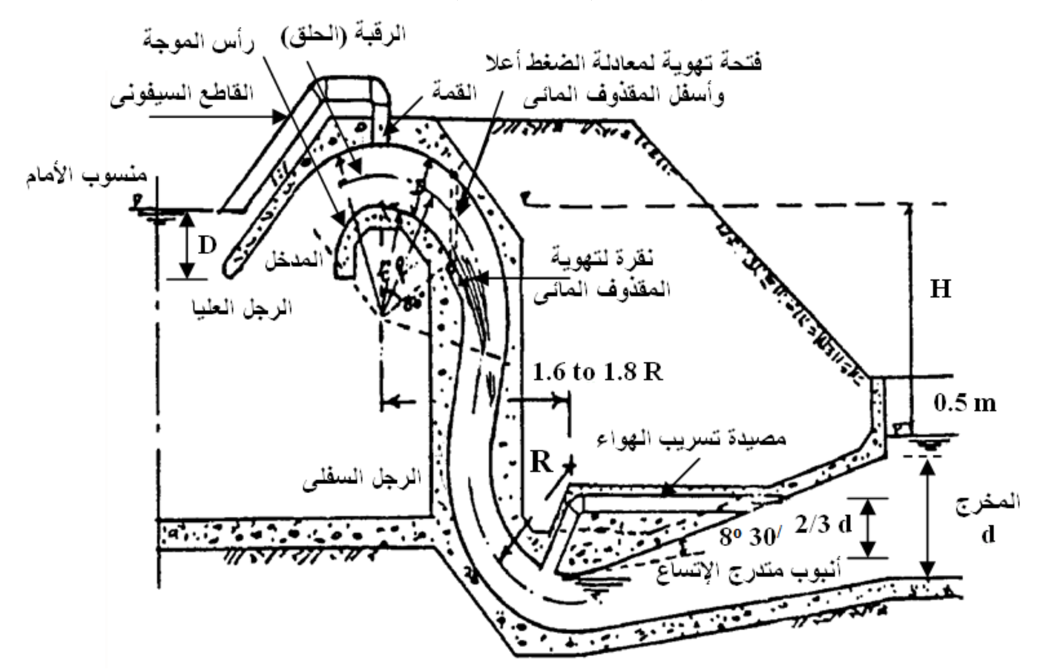
تستخدم الأنفاق عادة كمجارى لنقل المياه بالمفيضات المختلفة كما هو مبين بالشكل (2-54) وتكون قطاعاتها عادة دائرية أو على شكل حدوة الفرس وتبطن بالخرسانة بإعتبار أن الخرسانة من المواد عالية المقاومة للسرعات العالية خاصة إذا كانت الخرسانة ناعمة وتيار المياه مواز للحوائط وخال من المواد العالقة. وفى حالة مرور المواد الأكثر خشونة مع المياه المندفعة بالنفق ومع وجود حوائط ليست ناعمة فإن النحر المتوقع قد يصل إلى حد الخطورة وعادة ما تحدث هذه الحالة عند إمتلاء بحيرة التخزين بالرسوبيات وإقتراب هذه المواد من فتحة المفيض.



شكل (2-54): مفيض أنفاق

6-8-2 المفيض السيفونى Syphon Spillway

ينشأ المفيض السيفونى عندما يكون التدفق المراد تهريبه كبيرا ومطلوب سرعة تصريفه مع المحافظة على ثبات المنسوب الأقصى للمياه بالترعة أو أمام السدود (شكل 2-55).



شكل (2-55): مفيض سيفونى

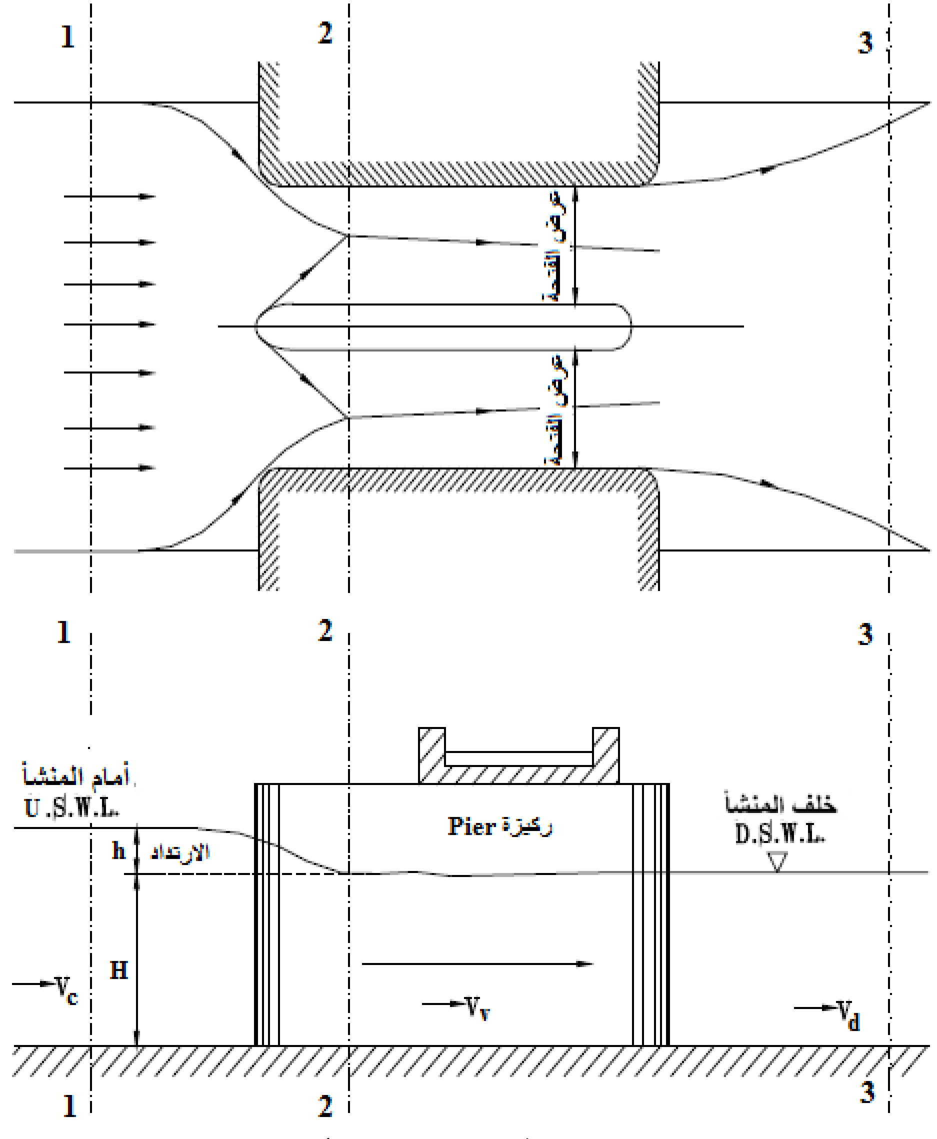
الفصل الثالث

التدفق بين ركائز الكبارى

Flow between Bridges Piers

1-3 السمات العامة للتدفق بين الركائز General Features

نتيجة لاعتراض ركائز المنشأ للسريان وضيق مساحة القطاع المائى خلاله عن القطاع الطبيعى للمجرى المائي (شكل 3-1) فإنه ينشأ فارق بين منسوبى المياه أمام وخلف المنشأ الهيدروليكى ، ويعرف هذا الفارق بالارتداد Heading up. وتهدُف الفقرات القادمة إلى دراسة كيفية حساب قيمة الارتداد فى حالات التدفق المختلفة بين الركائز.



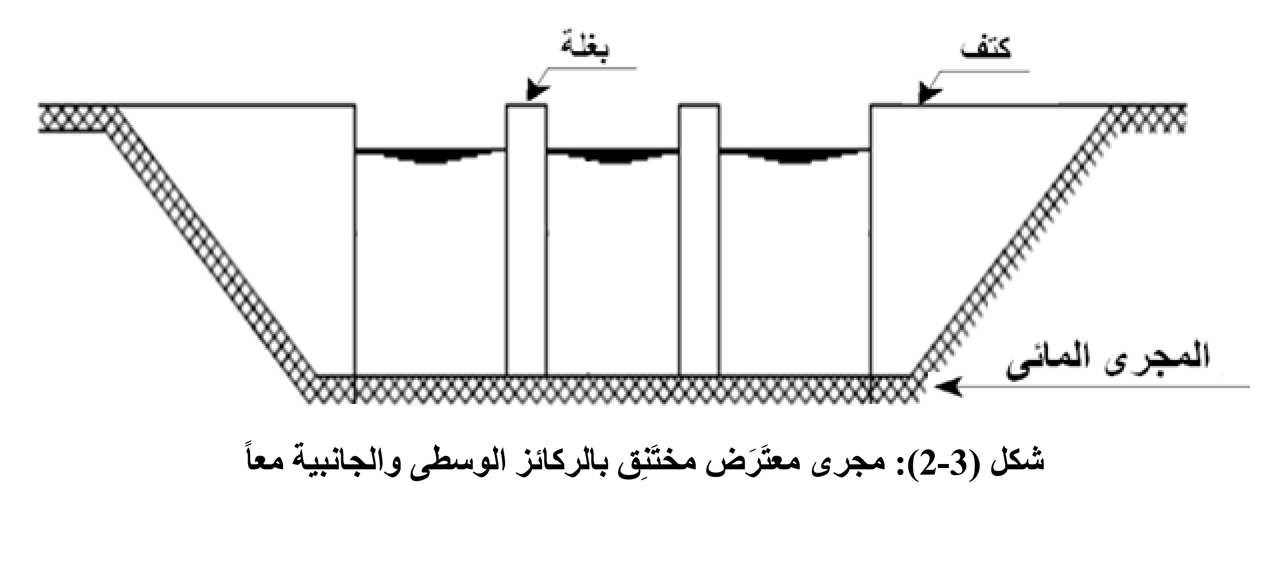
شكل (3-1) : كيفية حدوث الارتداد أمام ركائز الكبارى

2-3 حالات التدفق بين الركائز Flow Cases between Piers

سنتناول بالدراسة الحالتين التاليين:

1- المجرى تعترضه الركائز الوسطى فقط، ويسمى المجرى فى هذه الحالة مجرى مُعتَرَض Obstructed.

2- المجرى تعترضه الركائز الوسطى، وهو أيضاً مختَنِق بالركيزتين الجانبيتين (الكتفين)، وبإختصار تسمى هذة الحالة بحالة المجرى المعتَرَض المختَنِق Obstructed and Constricted (شكل3-2)

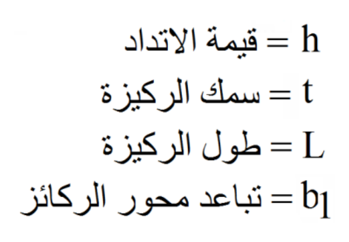


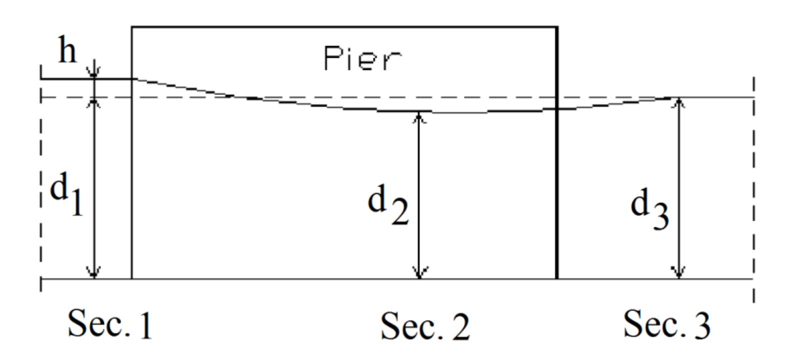
شكل (3-2): مجرى معتَرَض مختَنِق بالركائز الوسطى والجانبية معاً

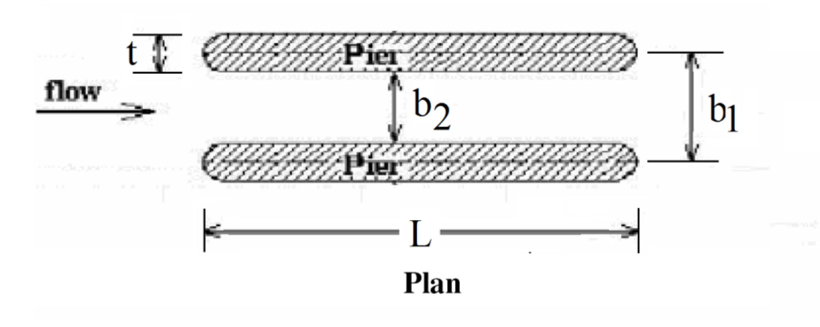
1-2-3 أولاً : حالة المجرى المعترض The stream is Only Obstructed by Piers

التدفق بين الركائز يمكن اعتباره ثنائى الأبعاد 2-dimensinal، وقد يكون هذا التدفق تحت الحرج Subcritical (رقم فراود "Fr" Froud number أقل من الوحدة)، وقد يكون تدفقا فوق الحرج Supercritical (رقم فراود "F_r" Froud number أكبر من الوحدة)، لذا فإنه يلزم تحديد حالة التدفق بين الركائز قبل البدء فى حساب قيمة الارتداد "h" heading up.

1-1-2-3 كيفية تحديد حالة التدفق بين الركائز Distinguish between Sub-or-Supercritical states







شكل (3-3) : التدفق فيما بين الركائز

فيما بين القطاعين (2) ، (3) ، (شكل 3-3) يمكن كتابة معادلة الطاقة على النحو التالى :

$$\varepsilon\left[d_2+\frac{V_2^2}{2g}\right]=\left[d_3+\frac{V_3^2}{2g}\right] \qquad \textbf{(3-1)}$$

<u>حيـــث :</u>

ε = نسبة ما تبقى من الطاقة عند القطاع (3) ، فمثلاً إذا كان فاقد الطاقة بين القطاعين (2) ، (3) 10% تكون قيمة "ε" تكون 0.90 ، وهكذا .

d_2، d_3 : عمق التدفق عند القطاعين (2) ، (3) على التوالى .

V_2، V_3 : السرعة المتوسطة عند القطاعين (2) ، (3) على التوالى .

g : عجلة الجاذبية الأرضية.

والآن ، نلاحظ أنه يمكن كتابة المعادلة (3-1) على الصورة التاليـــة :

$$\varepsilon\left[d_2+\frac{V_2^2.d_2}{2\left(\sqrt{gd_2}\right)^2}\right]=\left[d_3+\frac{V_3^2.d_3}{2\left(\sqrt{gd_3}\right)^2}\right]$$

$$\varepsilon\left[d_2+\frac{d_2}{2}.F_{r_2}^2\right]=\left[d_3+\frac{d_3}{2}.F_{r3}^2\right]$$

$$\varepsilon.\frac{d_2}{2}\left[2+F_{r_2}^2\right]=\frac{d_3}{2}\left[2+F_{r3}^2\right]$$

ومنها نجد أن :

$$\varepsilon.d_2\left[2+F_{r_2}^2\right]=d_3\left[2+F_{r3}^2\right] \qquad \textbf{(3-2)}$$

حيـــث :

F_{r2} ، F_{r3} هما قيمتا رقم فراود Froud number عند القطاعين (2) ، (3) على التوالى .

ومن مبدأ استمرارية التدفق :

$$V_2.b_2.d_2 = V_3.b_3.d_3 \qquad \textbf{(3-3)}$$

وأيضــا :

σ = نسبة انضغاط التدفق = b_2 / b_1

وبوضع ($b_2 = \sigma\, b_1$) فى (3-3) وأخذ $b_3 = b_1$

$$V_2.\ \sigma b_1.d_2 = V_3.b_1.d_3$$

ومنها نجد أن :

$$\sigma.V_2.\ d_2 = V_3.\ d_3$$

وبتربيع الطرفين :

$$\sigma^2.V^2_2.\ d^2_2 = V^2_3.\ d^2_3$$

وبضرب الطرف الأيمن فى $(g.d_2/g.d_2)$، والطرف الأيسر فى $(g.d_3/g.d_3)$ ، نحصل علـــــى :

$$\sigma^2.F^2_{r2}.\ d^3_2 = F^2_{r3}.\ d^3_3 \qquad \textbf{(3-4)}$$

ولنعد الأن إلى (2-3) ونقوم بتكعيب طرفيها :

نجد أن :

$$\varepsilon^3.d_2^3\left[2+F_{r_2}^2\right]^3 = d_3^3\left[2+F_{r3}^2\right]^3 \qquad \textbf{(3-5)}$$

وبقسمة (4-3) على (5-3) ، وإعادة ترتيب الناتج لفصل σ عن الطرف الأيمن وحدها:

$$\sigma^2 = \frac{\varepsilon^3.F_{r3}^2\left[2+F_{r_2}^2\right]^3}{F_{r_2}^2\left[2+F_{r3}^2\right]^3} \qquad \textbf{(3-6)}$$

2-1-2-3 تعريف القيمة الحدية لرقم فراود بالخلف $(F_{r3})_L$ (أى عند القطاع 3) The limiting Value of Froud Number at Section 3

إذا كان التدفق عند القطاع (2) تدفقا حرجا ، فإن قيمة F_{r2} تكون مساوية للوحدة ، وتسمى قيمة رقم فراود بالخلف المناظرة لتلك الحالة **"القيمة الحدية لرقم فراود بالخلف"** ، ويرمز لها بالرمز "$(F_{r3})_L$" .

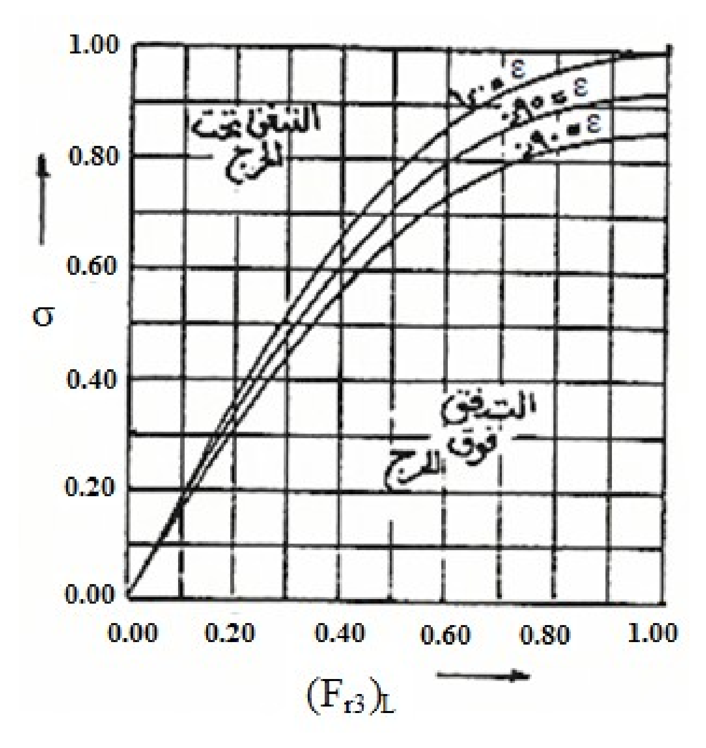
وقيمة $(F_{r3})_L$ تحدد لنا حالة التدفق بين الركائز عند قيمة محددة لنسبة الانضغاط σ ، وذلك على النحو التالـــى:

- إذا كانت "$F_{r3} < (F_{r3})_L$" يكون التدفق بين الركائز تحت الجرح .
- إذا كانت "$F_{r3} > (F_{r3})_L$" يكون التدفق بين الركائز فوق الحرج.

والآن بوضع "$F_{r2} = 1$" فى المعادلة (6-3) نحصل على العلاقة بين نسبة الانضغاط σ ومعامل الطاقة المتبقية "ε" ، والقيمة الحدية لرقم فراود بالخلف $(F_{r3})_L$ على الصورة التاليـــة :

$$\sigma^2 = \frac{27.\varepsilon^3.\left[(F_{r_3})_L\right]^2}{\left[2+(F_{r_3})_L^2\right]^3} \qquad \textbf{(3-7)}$$

والشكل 3-3 هو رسم للمعادلة (3-7) لتسهيل الحصول على قيم $(F_{r3})_L$ بدلالة نسبة الطاقة المتبقية ε ونسبة انضغاط التدفق σ .



شكل (3-4): القيمة الحديد لرقم فراود بالخلف

ولتحديد حالة التدفق المار بين الركائز تتبع الخطوات التالية :

1- إحسب نسبة الانضغاط ($\sigma = b_2 / b_1$).
2- إحسب ($F_{r3} = V_3/(g.d_3)^{0.50}$).
3- إفترض قيمة مناسبة لنسبة الطاقة المتبقية " ε " .
4- إستنتج قيمة $(F_{r3})_L$ من الشكل 3-4.
5- يكون التدفق بين الركائز تحت الحرج إذا كانت " $F_{r3} < (F_{r3})_L$ ".
6- ويكون التدفق بين الركائز فوق الحرج إذا كانت " $F_{r3} > (F_{r3})_L$ "

3-1-2-3 معادلة يارنل لحساب الارتداد فى حالة التدفق تحت الحرج Subcritical Flow between Piers

استنبط يارنل Yarnell المعادلة التجريبية التالية لحساب الارتداد أمام الكبارى فى حالة التدفق تحت الحرج بين الركائز:

$$\frac{h}{d_3} = K.F_{r_3}^2\left(K + 5F_{r_3}^2 - 0.60\right)\left(\alpha + 15\alpha^4\right) \qquad \textbf{(3-8)}$$

$\alpha = 1 - \sigma = 1 - (b_2/b_1) = (b_1 - b_2/b_1) = t/\ b_1$

حيـث :

h = قيمة الارتداد heading up،

t = سمك الركيزة،

b_1 = تباعد محور الركيزة،

K = معامل تتوقف قيمته على الشكل الهندسى لمقدمة ومؤخرة الركيزة.

ملحوظـــة :

تغطى المعادلـة (3-8) بصـفة عامـة أرقامـاً للارتـداد أكبـر إلـى حد مـا من الواقـع ، فقد استنتجت المعادلـة بالمعمل لركائز سمكها (t) كبير بالنسبة لطولها "L" وبالنسبة أيضاً لتباعد محاور الركائز "b_1" وذلك بدرجة تفوق كثيراً النسب الواقعية بالطبيعة، لذا فإنه فى الأحوال العادية يمكن استخدام المعادلة (3-8) باطمئنان.

جدول (3-1): المعامل K للتدفق تحت الحرج بين الركائز

شكل مقدمة ومؤخرة الركيزة:	المعامل K
نصف دائرة.	٠,٩٠
شكل العدسة	٠,٩٠
اسطوانتان بينهما حاجز.	٠,٩٥
اسطوانتان منفصلتان.	١,٠٥
الشكل المثلثى على زاوية ٩٠	١,٠٥
الشكل المربع	١,٢٥

4-1-2-3 حساب الارتداد فى حالـــة التدفق فوق الحرج بين الركائز Supercritical Flow between Piers

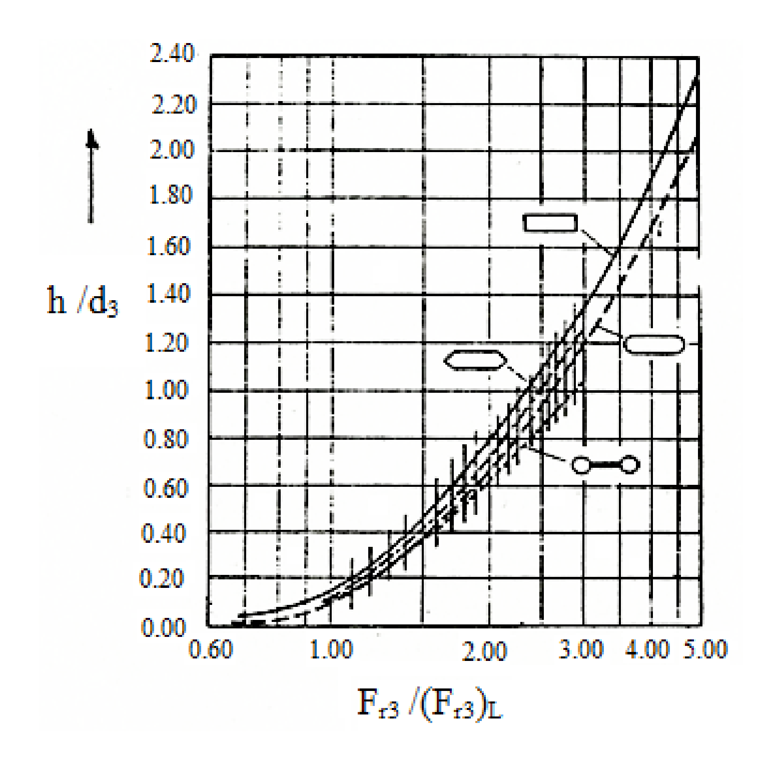
الشكل 2-4، (16)، يعطى حلا لقيمة الارتداد فى حالة التدفق فوق الحرج بين الركائز، وذلك بإتباع الخطوات التاليـة :

1- إحسب $(F_{r3})_L$ من المعادلة 7-3 أو من الشكل 3-3.

2- إحسب النسبة "$F_{r3} /(F_{r3})_L$"، وادخلها على الشكل 5-3.

3- إستنتج النسبة "h /d_3" والمناظرة لشكل الركيزة المعطاة بالمسألة .

4- بضرب النسبة المستنتجة بالخطوة السابقة فى d_3 نحصل على الارتداد " h " المطلــوب .



شكل (5-3): منحنيات الارتداد للتدفق فوق الحرج ، (عن يارنل)

ملحوظـــــة :

استنتج الشكل 5-3 على أساس نماذج بنسبة "L/t = 4" وقد ذكر تشاو Chow أن قيمة الارتداد تختلف عن ذلك بالزيادة أو بالنقصان تبعاً لشكل الركيزة المستخدمة ، وذلك إذا ما زادت النسبة " L/t" عن 4 ، وعلى أى حال من الأحوال فإننا نرى أنه يمكن استخدام الشكل 5-3 للتصميم بصفة عامة فى الأحوال العادية.

5-1-2-3 استخدام منحنيات يارنل (شكل 3-5) فى حساب معدل التدفق فوق الحرج

يمكن استخدام منحنيات يارنل (شكل 3-5) فى حساب معدل التدفق المـــار بين الركـائز فـى الحالـة فوق الحرجـة بإتباع الخطوات التالية ، وذلك بمعلومية d_1 ، d_3 ، b_1 ، b_2 ، h (انظر الشكل 3-3) :

1- إحسب "h/d_3".
2- وبالتالى استنتج قيمة "$F_{r3}/(F_{r3})_L$" من الشكل 3-5 .
3- بإستخدام ($\sigma = b_2 / b_1$)، نحصل على قيمة $(F_{r3})_L$ من الشكل 3-4.
4- بضرب $(F_{r3})_L$ التى حصلنا عليها فى الخطوة السابقة فى النسبة المستنتجة بالخطوة رقم 2 ، نحصل على قيمة F_{r3}.
5- من قيمة F_{r3} نحسب V_3 أى السرعة المتوسطة للتدفق بالخلف ، وبالتالى يمكن حساب معدل التدفق بمعلومية مساحة القطاع المائى.

2-2-3 ثانياً: حالة المجرى المعترض المختنق Piers are situated within a constriction

1-2-2-3 طريقة الصيغ التقليدية Classical Formulae

فى هذه الطريقة يمكن حساب قيمة الارتداد heading up بإحدى الصيغ التالية :

1- صيغة Du Buat and De Lagrene

$$h = \frac{V_c^2}{2g.C^2}\left[\left(\frac{Ac}{Av}\right)^2 - 1\right] \quad \textbf{(3-9)}$$

حيث

h = الارتداد

Vc = السرعة المتوسطة بقناة الاقتراب متر / ث

Ac = مساحة القطاع المائى لقناة الاقتراب متر^2

Av = مساحة القطاع المائى بعد اختناقه (مساحة فتحات المنشأ المقام) متر^2

c = معامل يتوقف على بحر الفتحة وتؤخذ قيمته على النحو التالى :

0.72 فتحة بعرض أقل من 2.00 متر

0.82 فتحة بعرض يتراوح ما بين 2.00 - 4.00 متر

0.92 فتحة بعرض يزيد عن 4.00 متر

g = عجلة الجاذبية الأرضية 9.81 متر / ث^2

-2 صيغة Gauthey

$$h = \frac{V_c^2}{2g}\left[\left(\frac{Ac}{\mu.Av}\right)^2 - 1\right] \quad \textbf{(3-10)}$$

حيث

h = الارتداد

μ = معامل يتوقف على شكل الركيزة على النحو التالى:

μ = 0.95 للركيزة المدببة (شكل العدسة) Sharp pointed piers

μ = 0.90 للركيزة ذات المقدمة المربعة Square edge piers

كما أنه يمكن استخدام معاملات بازان Bazin والذى ربط بين المعامل μ وعرض الفتحة S (حيث قيمة S بالمتر) على النحو التالى :

(للركائز المدببة) $\mu = 0.85 + 0.014\sqrt{S}$

(للركائز نصف الدائرية) $\mu = 0.78 + 0.021\sqrt{S}$

(للمقدمة المربعة) $\mu = 0.70 + 0.029\sqrt{S}$

-3 صيغة Flamant

$$h = \frac{\alpha.V_c^2}{2g}\left[\left(\frac{Ac}{\mu.Av}\right)^2 - 1\right] \quad \textbf{(3-11)}$$

حيث

h = الارتداد

α = 1.11

μ = معامل يتوقف على شكل الركيزة على النحو التالى:

μ = 0.954 للركيزة المدببة (شكل العدسة) Sharp pointed piers

μ = 0.855 للركيزة ذات المقدمة المربعة Square edge piers

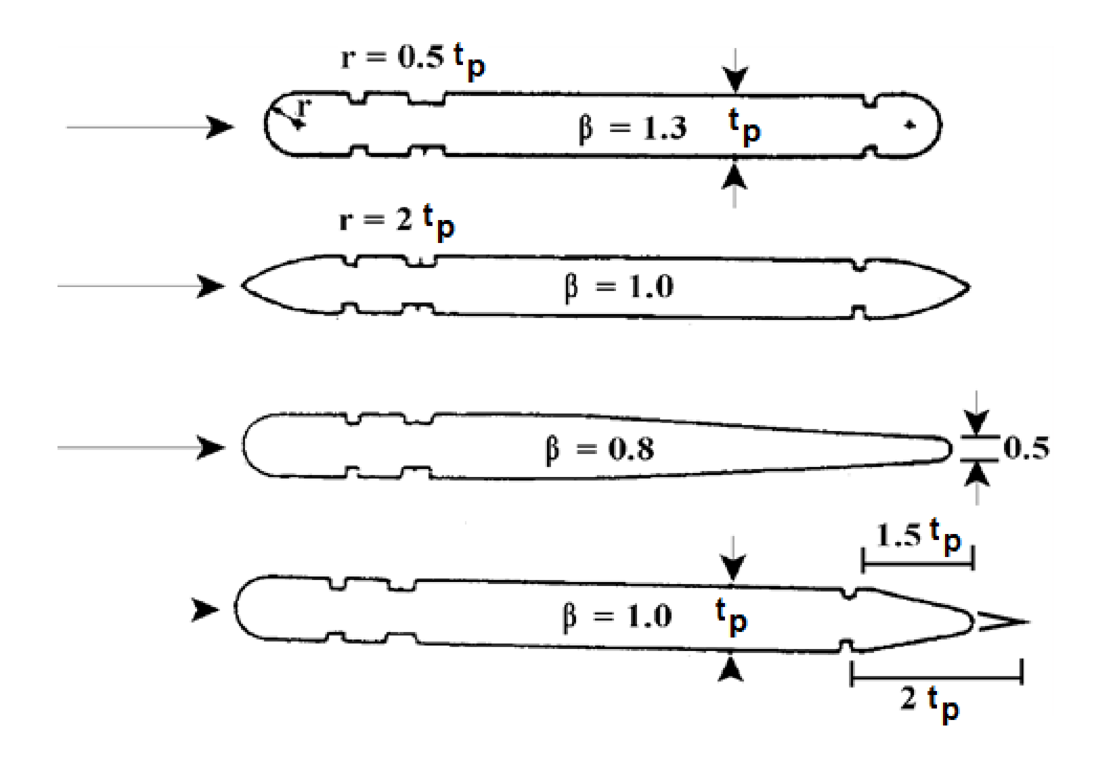
4- صيغة Rehbock

$$h = \alpha\, \beta \frac{V_c^2}{2g} \qquad (3\text{-}12)$$

حيث

α = معامل تتوقف قيمته على قدر تقلص مساحة القطاع المائى عند المنشأ المقام وتحسب قيمته من النسبة $(Ac - Av) / Ac$

β = معامل تتوقف قيمته على شكل الركائز "البغال" المستخدمة Piers شكل (6-3)



شكل (6-3): قيم المعامل β فى المعادلة (3-12) لأشكال مختلفة من البغال

5- صيغة Butcher

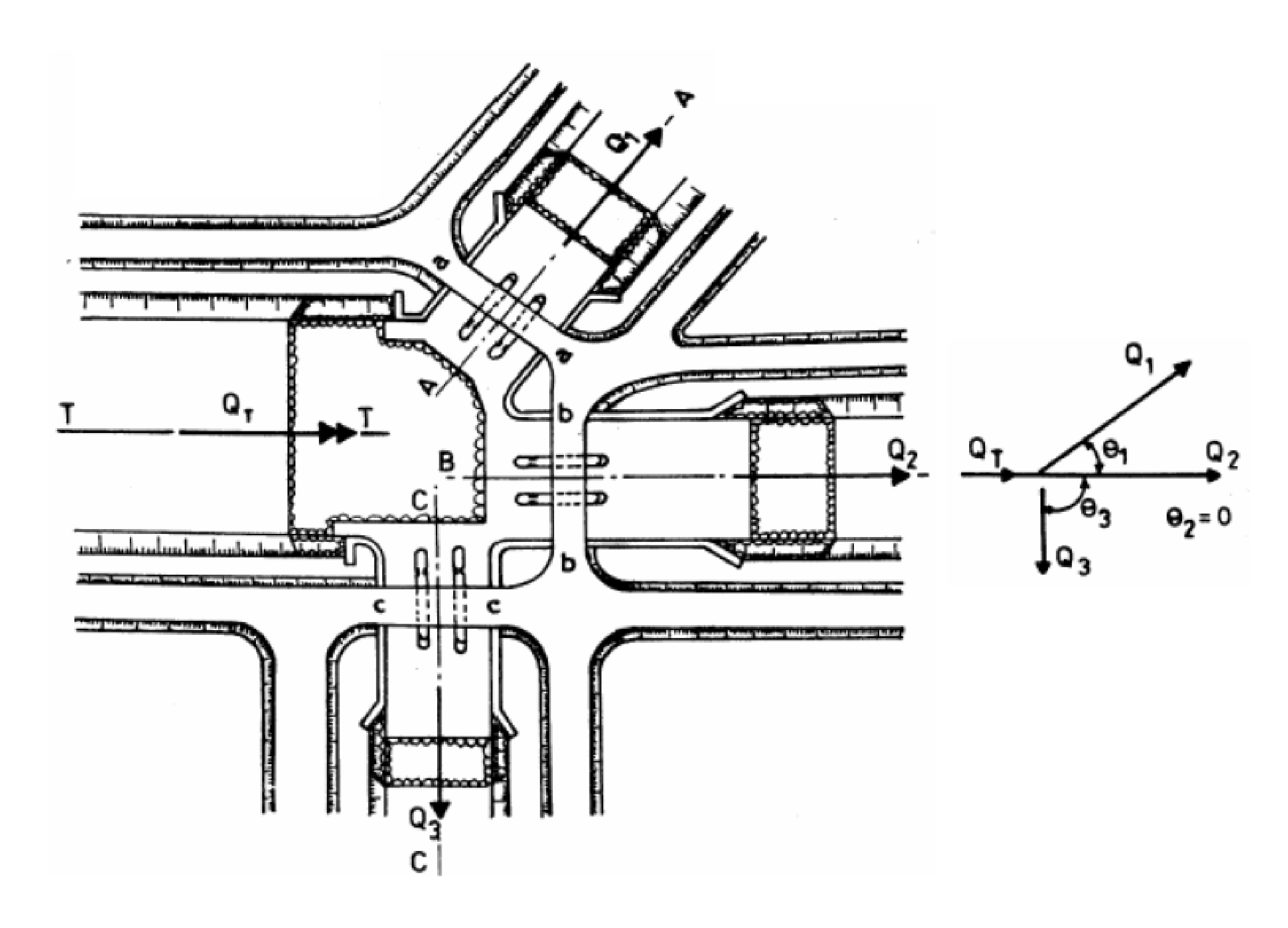
وتعتبر هذه الصيغة من الصيغ العامة التى يمكن استخدامها لحساب الارتداد Heading up فى حالة القناطر المفردة أو مجموعة القناطر Group of Regulators شكل (3-7).

$$h_i = \frac{V_c^2}{2g.C^2}\left[\left(\frac{\eta_i .Ac}{Av_i}\right)^2 - \cos^2\theta_i\right] \qquad \textbf{(3-13)}$$

$$\eta_i = \frac{Q_i}{Q_T}$$

وفى حالة استخدام المعادلة (3-11) لحساب الارتداد فى حالة القناطر المفردة Single Regulators تكون:

$$\eta = 1 \qquad\qquad \theta = 0$$



شكل (3-7): حساب الارتداد فى حالة مجموعة من القناطر

2-2-2-3 طريقة "El gohary-Soliman" والمعروفة بطريقة "نسبة الارتداد" Backwater Ratio

يمكن فى هذه الطريقة اتباع الأتى:

1- إحسب قيمة الارتداد التقليدية ولتكن "H" بواسطة أى من الصيغ التقليدية السابقة فى الفقرة 3-2-2-1.
2- إحسب "النسبة المئوية للاختناق" "σ_1" على النحو التالى:

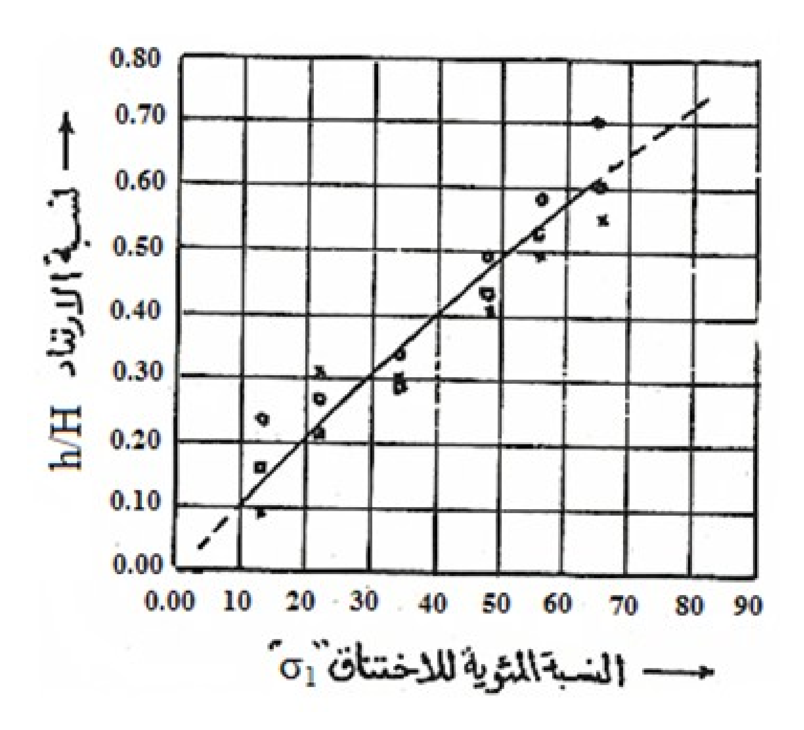
$$\sigma_1 = \left[1 - \frac{\sum S}{W}\right] \times 100 \qquad \textbf{(3-14)}$$

حيث

ΣS = إجمالى عرض الفتحات.

W = العرض المتوسط للقطاع المائى بقناة الاقتراب.

3- إستخدم منحنى " نسبة الارتداد " (شكل 3-8) ، لإيجاد النسبة " h/H".
4- بضرب النسبة " h/H" فى قيمة الارتداد التقليدية H المستنتجة بالخطوة رقم 1 نحصل على قيمة الارتداد الحقيقية h.



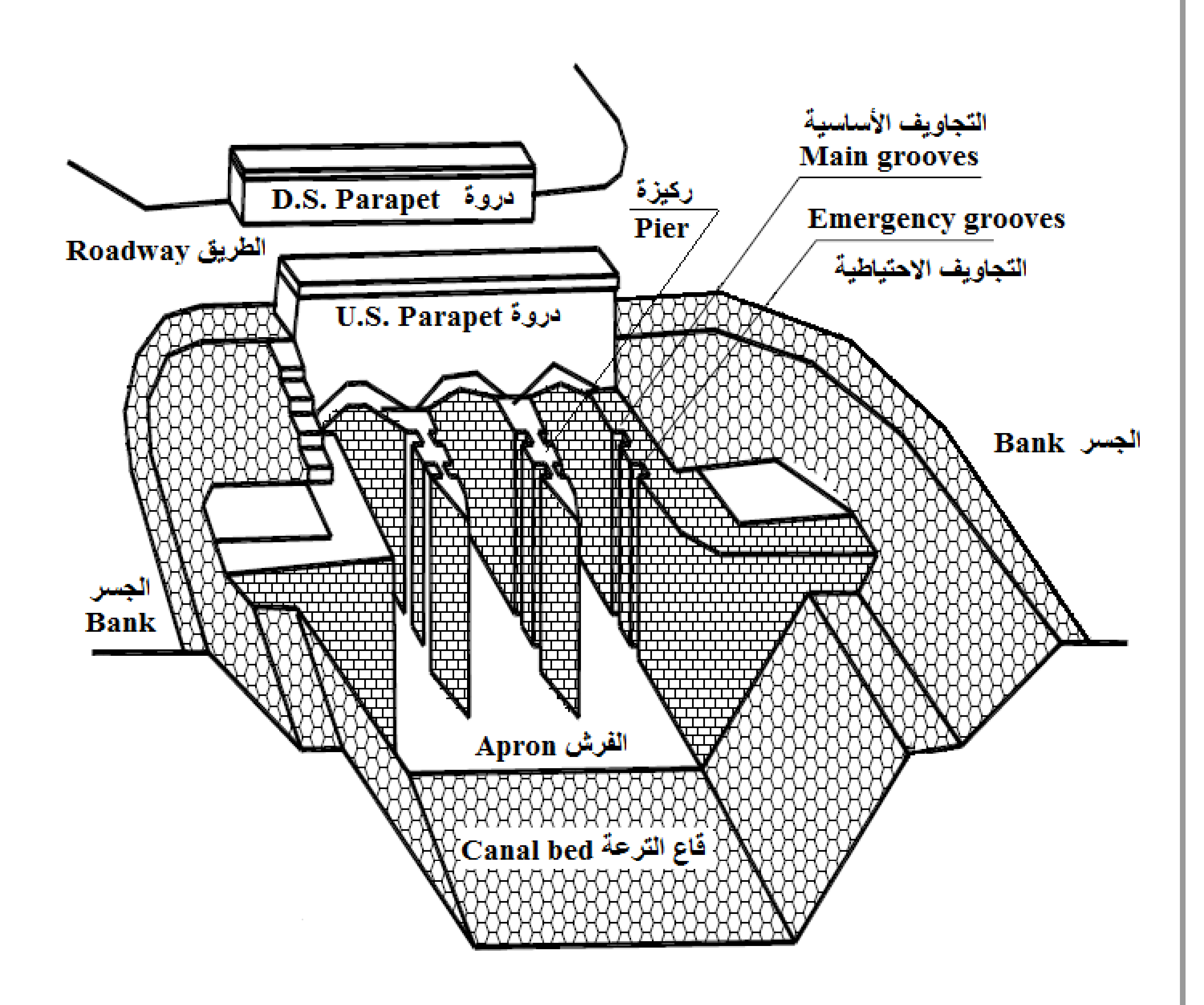
شكل (3-8): نسبة الارتداد أمام الكبارى

الفصل الرابع

القناطر Regulators

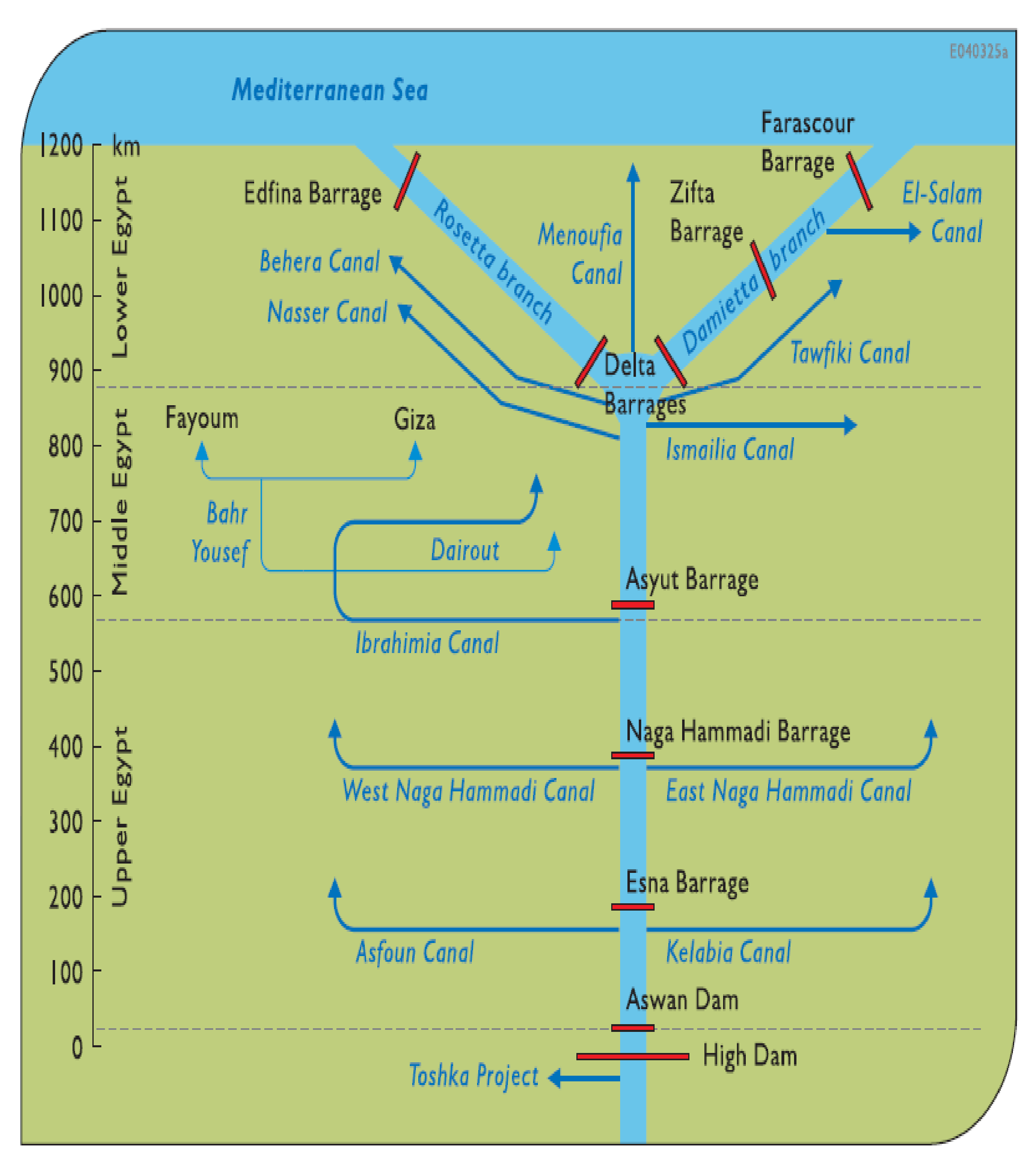
1-4 القنطرة Regulators

القنطرة Regulator هى إحدى منشآت التحكم التى بواسطتها يمكن تنظيم مناسيب ومعدلات تدفق المياه بقنوات الرى، وتستخدم عادة فى الأراضى ذات الانحدار الخفيف ويوضح الشكل (4-1) منظورا لقنطرة صغيرة على مجرى مائى.

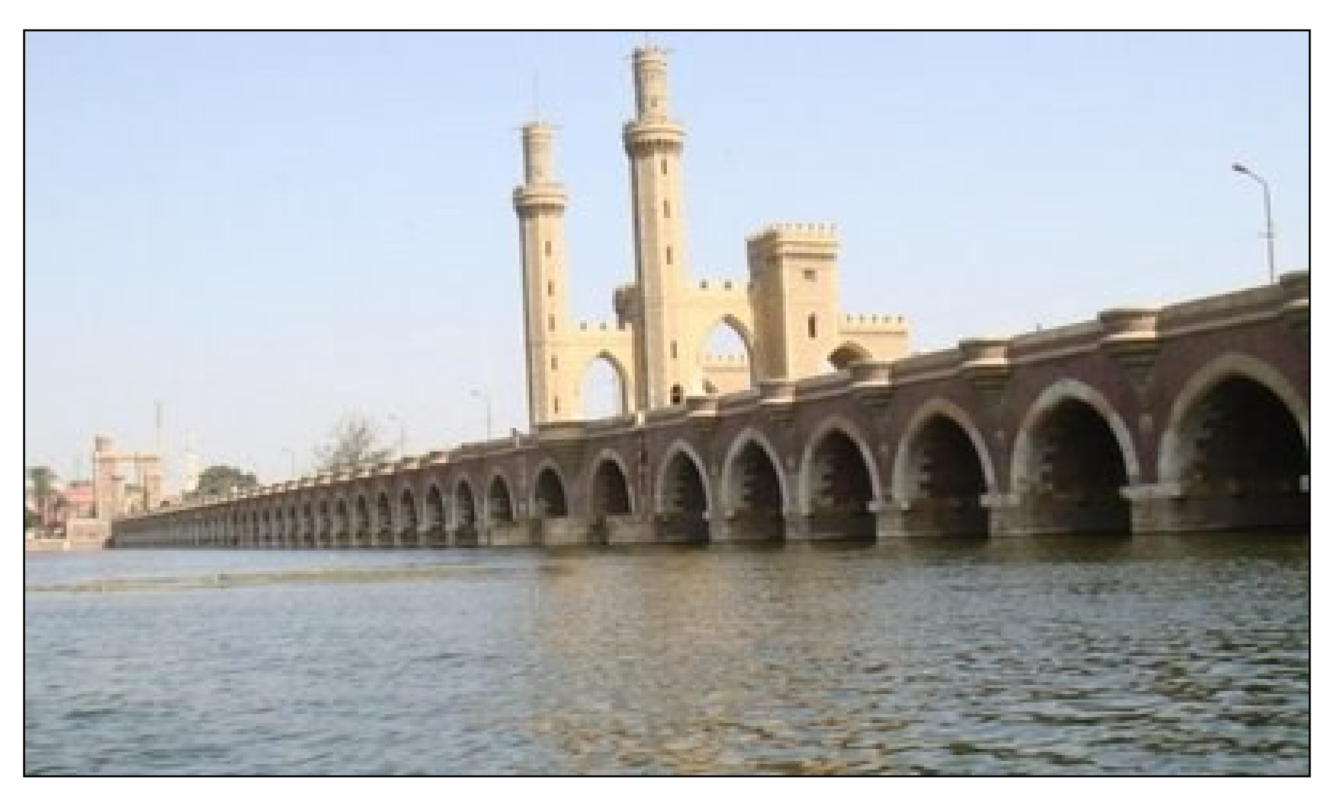


شكل (4-1): نموذج لقنطرة صغيرة على مجرى مائي

وتنشأ القناطر على نهر النيل والرياحات والترع الرئيسية والفرعية لتسهيل تغذية المجارى المائية وتوصيل مياه الرى إلى الأراضى الزراعية ولأغراض أخرى مثل توصيل مياه الشرب والصناعة أو لأغراض الملاحة، والأشكال من 4-2 إلى 4-19 تبين صوراً وقطاعات عامة لبعض القناطر المصرية.



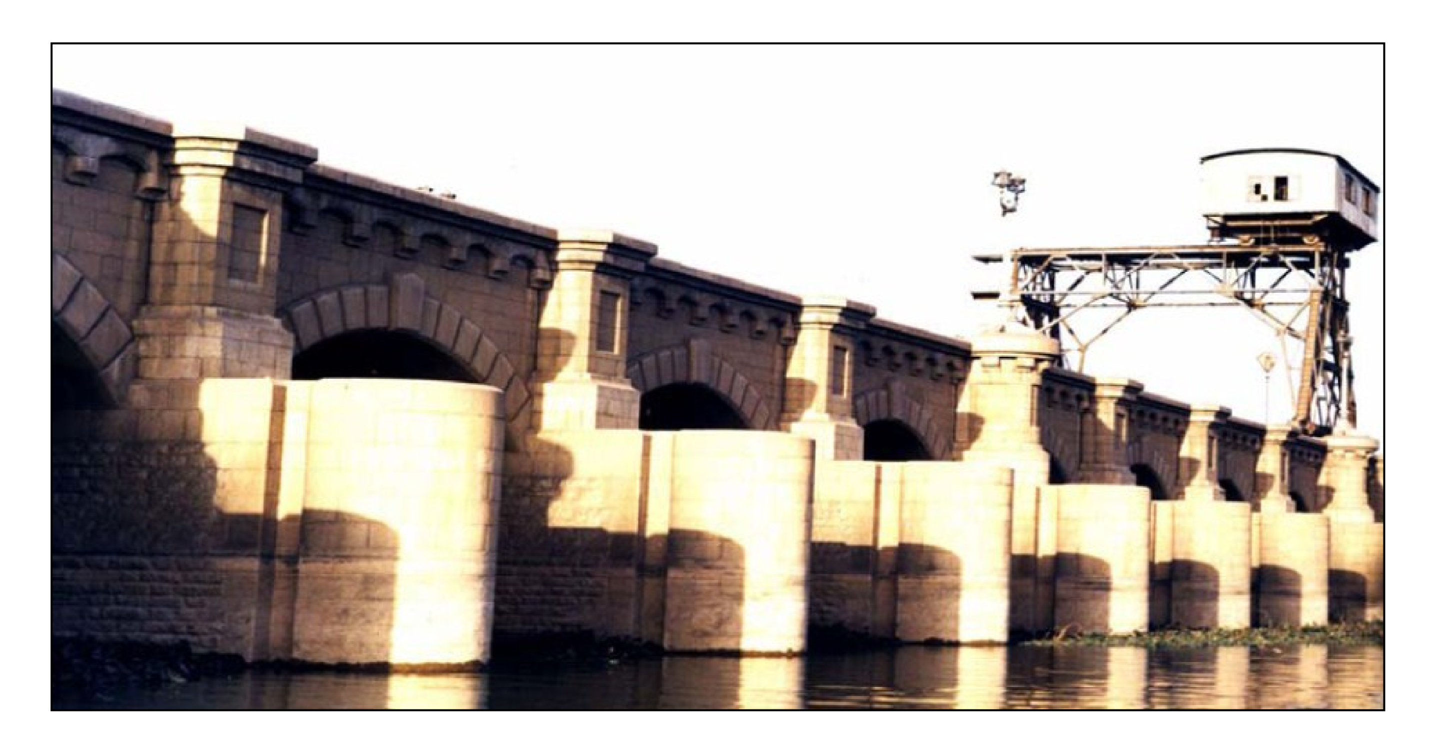
شكل (4-2): أماكن القناطر المقامة على نهر النيل فى مصر



شكل (4-3): قناطر الدلتا القديمة (القناطر الخيرية 1845)



شكل (4-4): قناطر الدلتا الجديدة (قنطرة فرع رشيد)



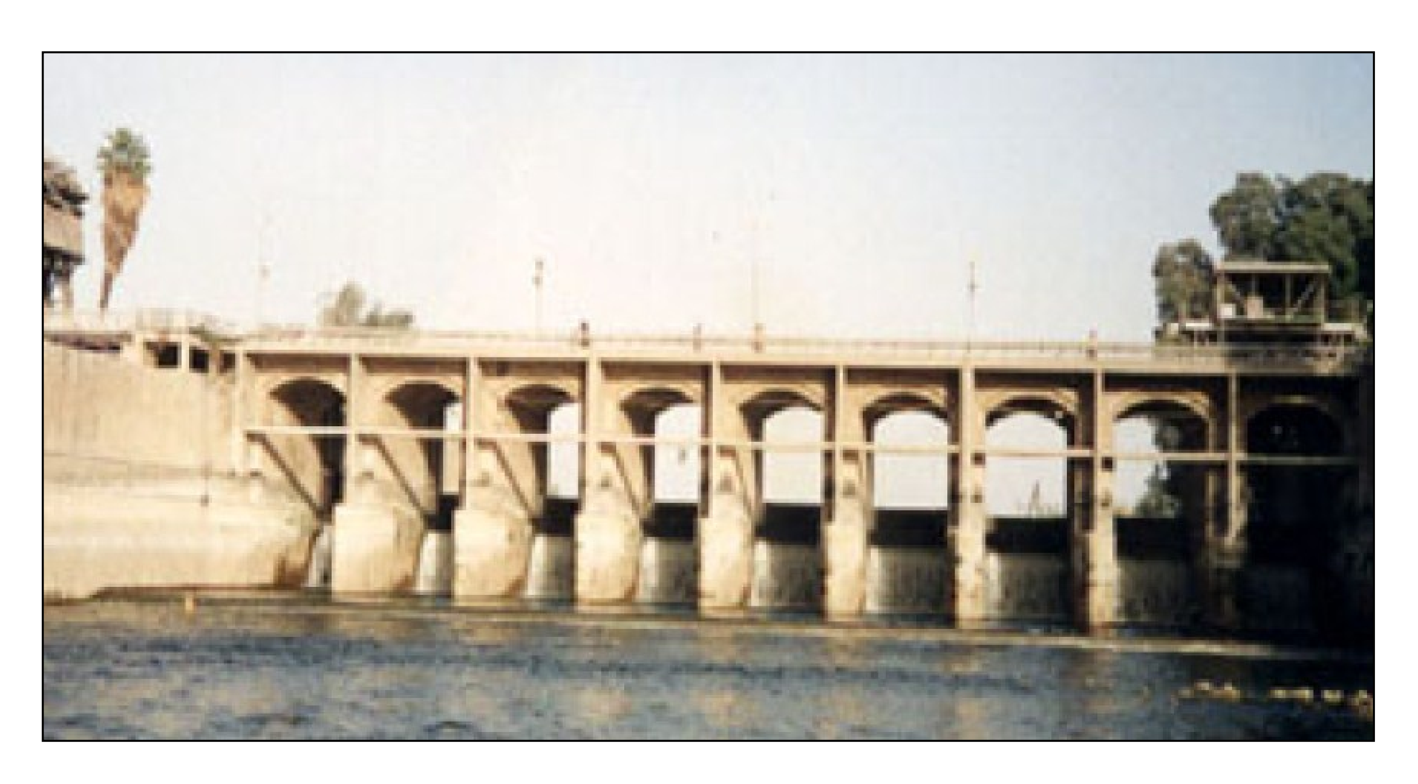
شكل (4-5): قناطر ادفينا (على فرع رشيد)



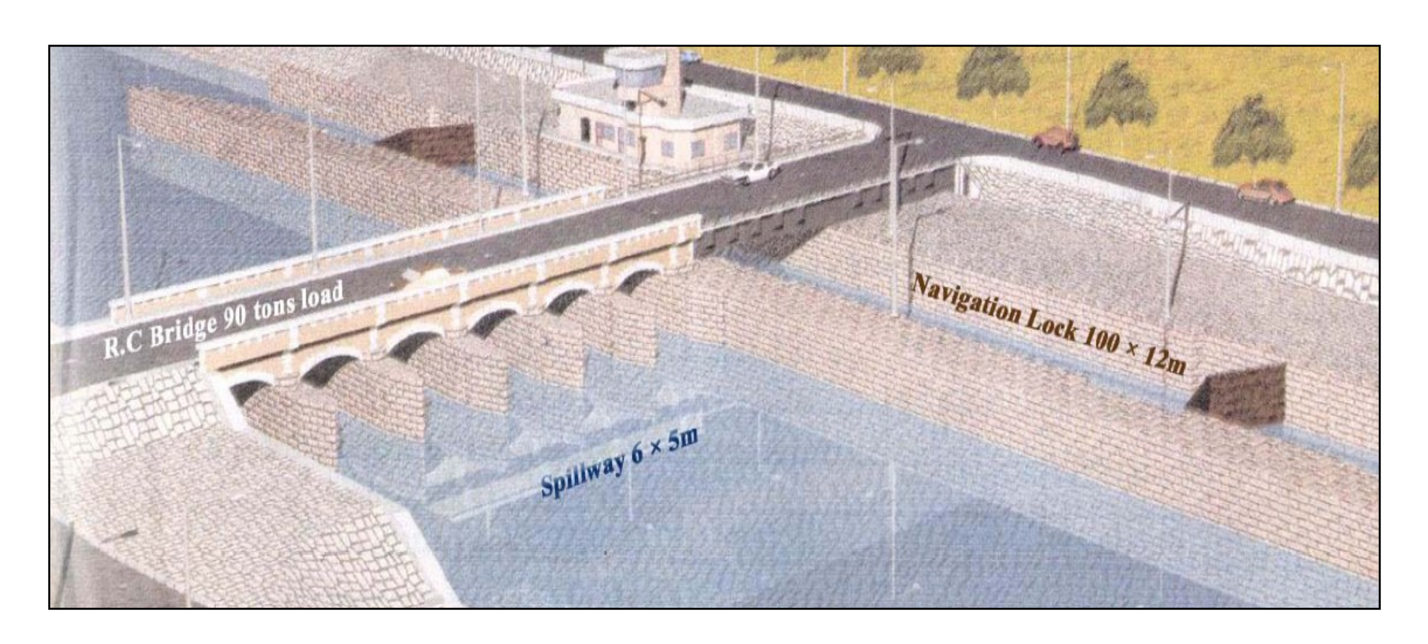
شكل (4-6): قناطر الدلتا الجديدة (قنطرة فرع دمياط)



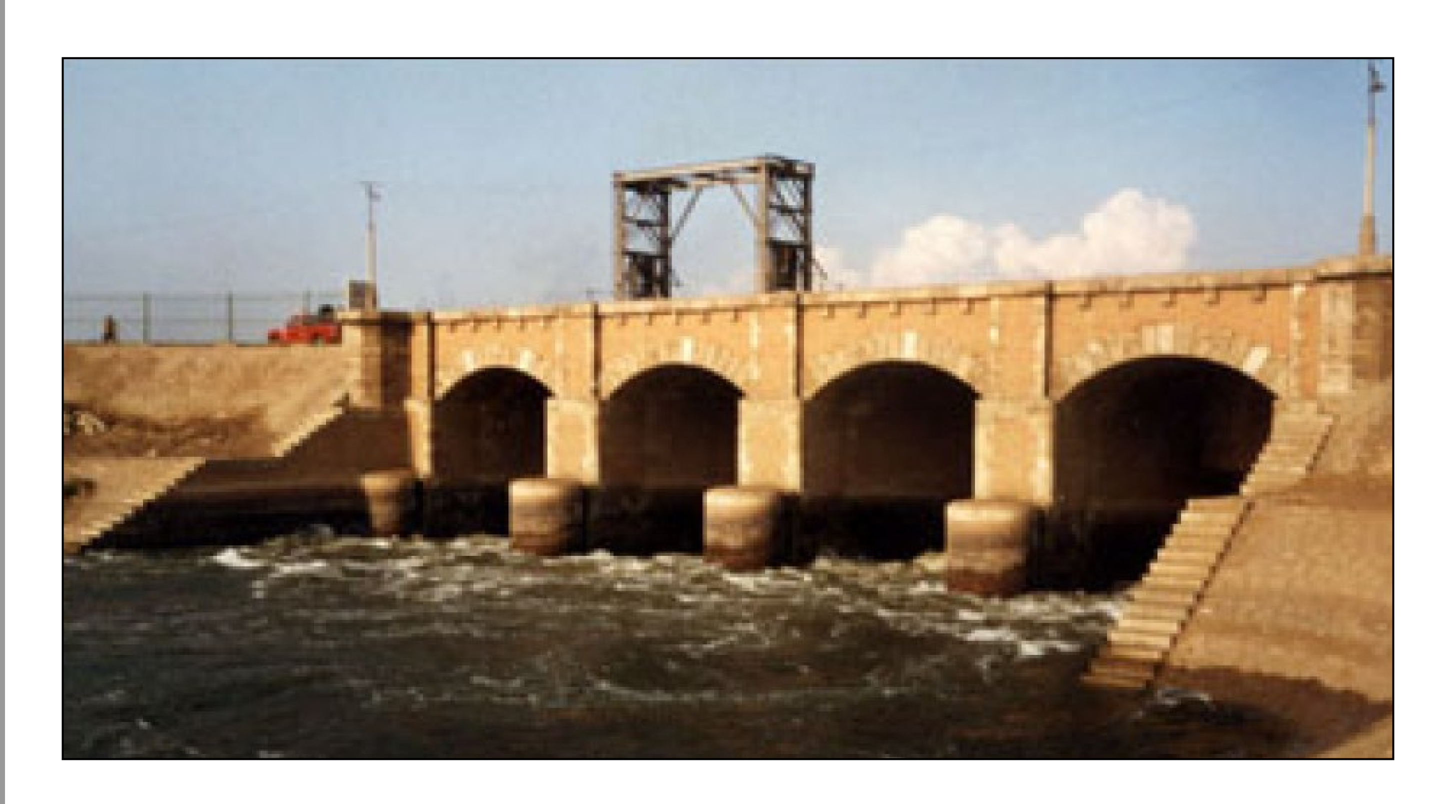
شكل (4-7): قنطرة ترعة الإسماعيلية



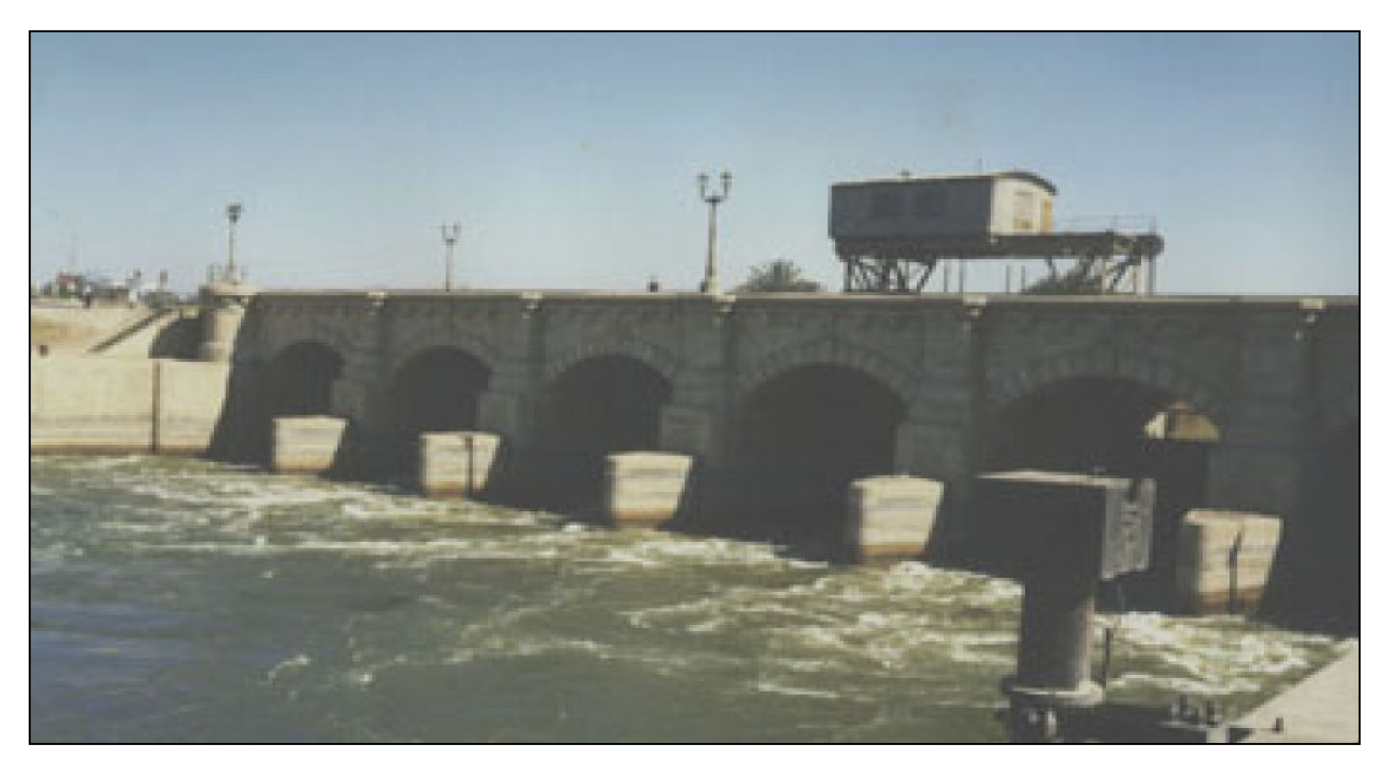
شكل (4-8): قنطرة ترعة الإبراهيمية



شكل (4-9): قنطرة الرياح التوفيقي



شكل (4-10): قنطرة الرياح المنوفي

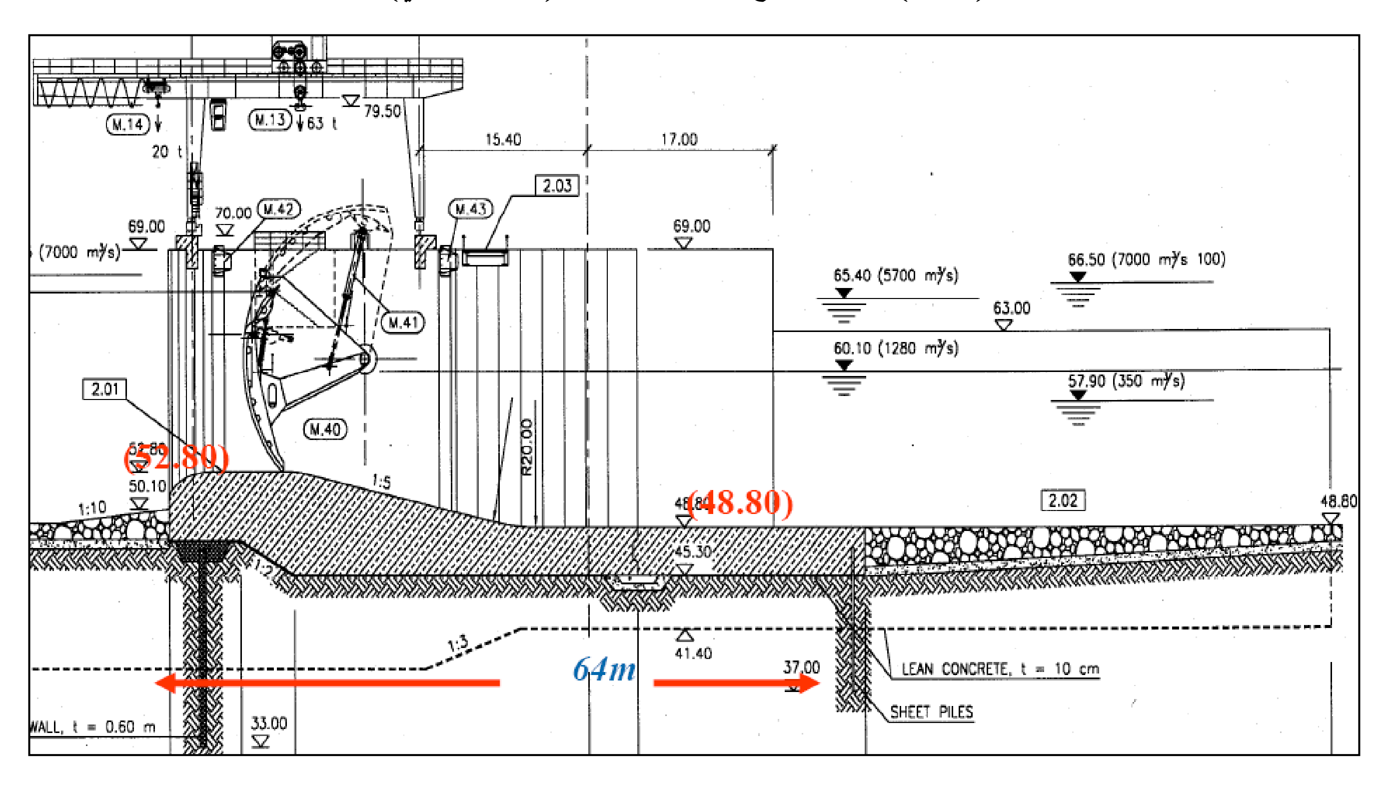


شكل (4-11): قنطرة الرياح البحيري



شكل (4-12): قناطر نجع حمادى القديمة (الوجه القبلي)

شكل (4-13): قناطر نجع حمادى الجديدة (الوجه القبلي)



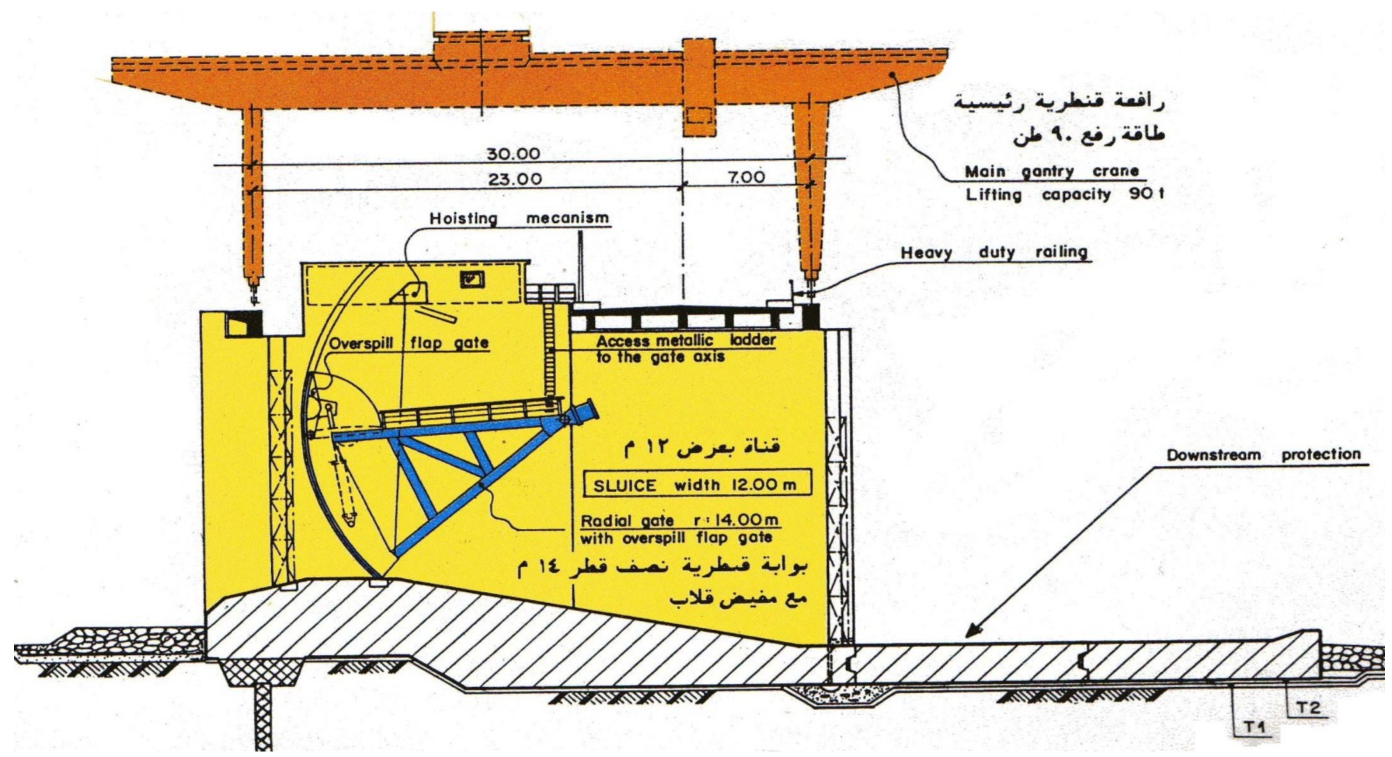
شكل (4-14): قطاع طولي فى قناطر نجع حمادى الجديدة



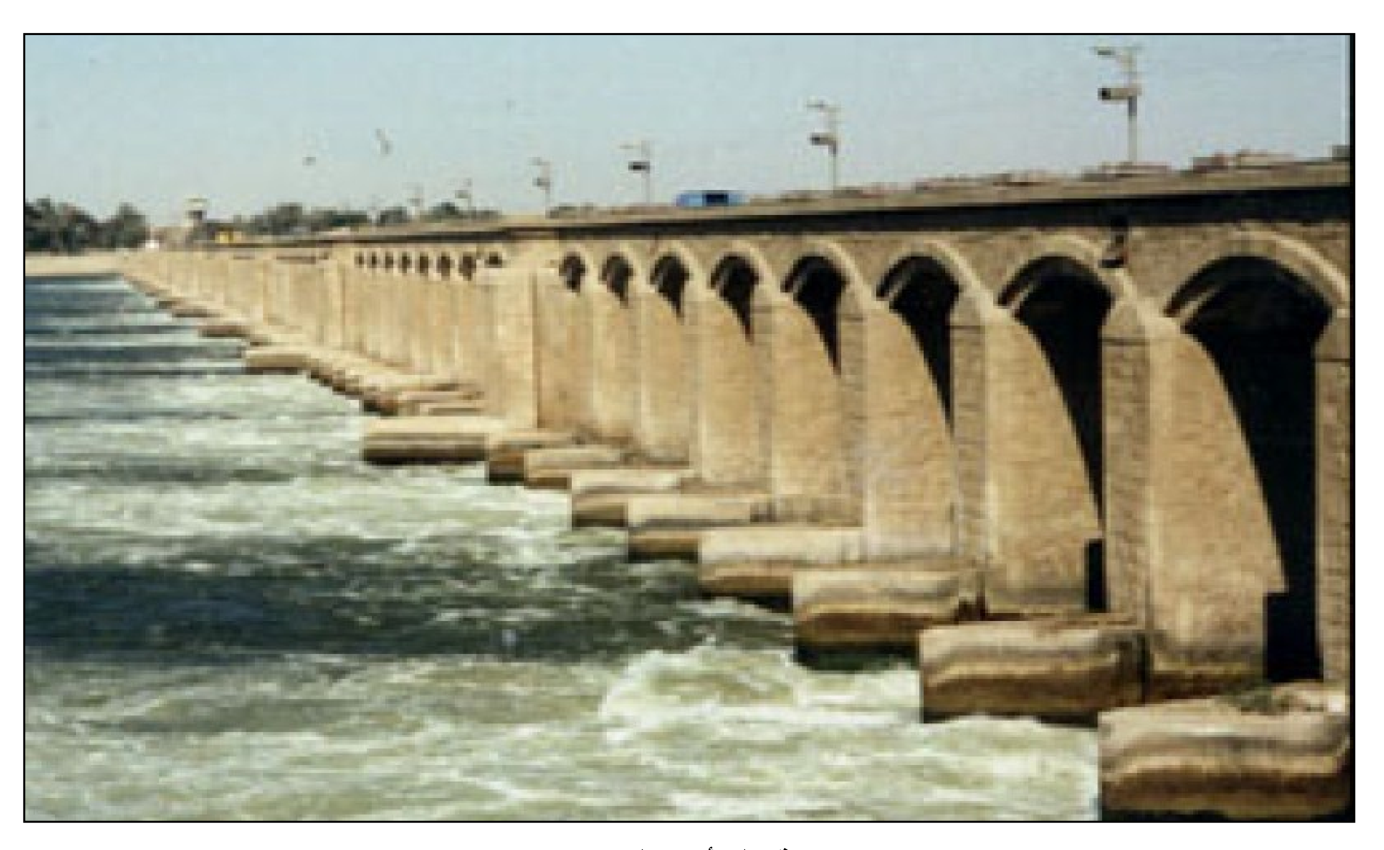
شكل (4-15): قناطر إسنا القديمة (الوجه القبلي)



شكل (4-16): قناطر إسنا الجديدة (الوجه القبلي)



شكل (4-17): قطاع طولي فى قناطر إسنا الجديدة



شكل (4-18): قناطر أسيوط (الوجه القبلي)



شكل (4-19): قنطرة فم على ترعة الشيخ زايد بمشروع تنمية جنوب الوادى

2-4 أنواع القناطر Types of Regulators

يمكن تقسيم القناطر إلى الأنواع التالية تبعا لموقعها فى شبكة الرى، ويوضح الشكل (4-20) المواقع المختلفة لكل من أنواع هذه القناطر.

1-2-4 قناطر كبرى على الأنهار Barrages

تنشأ هذه القناطر على الأنهار مثل نهر النيل بغرض التحكم فى التصرفات المارة من خلال فتحاتها ولرفع مناسيب المياه أمامها بالدرجة المناسبة لتغذية الرياحات والترع الكبرى المستخدمة أساسا لرى الأراضى الزراعية على أن تنفذ هذه الموازنات فى حدود فرق التوازن المسموح به فى تصميم هذه القناطر.

2-2-4 قناطر الأفمام Head Regulators

تنشأ هذه القناطر عند مآخذ الترع أو الرياحات الأخذة من أمام القناطر الكبرى وذلك للتحكم فى مناسيب وتصرفات الخلف حسب الملخص المائى التصميمى لهذه الترع Synoptic diagram .

3-2-4 قناطر الموازنة / قناطر الحجز Intermediate Regulators

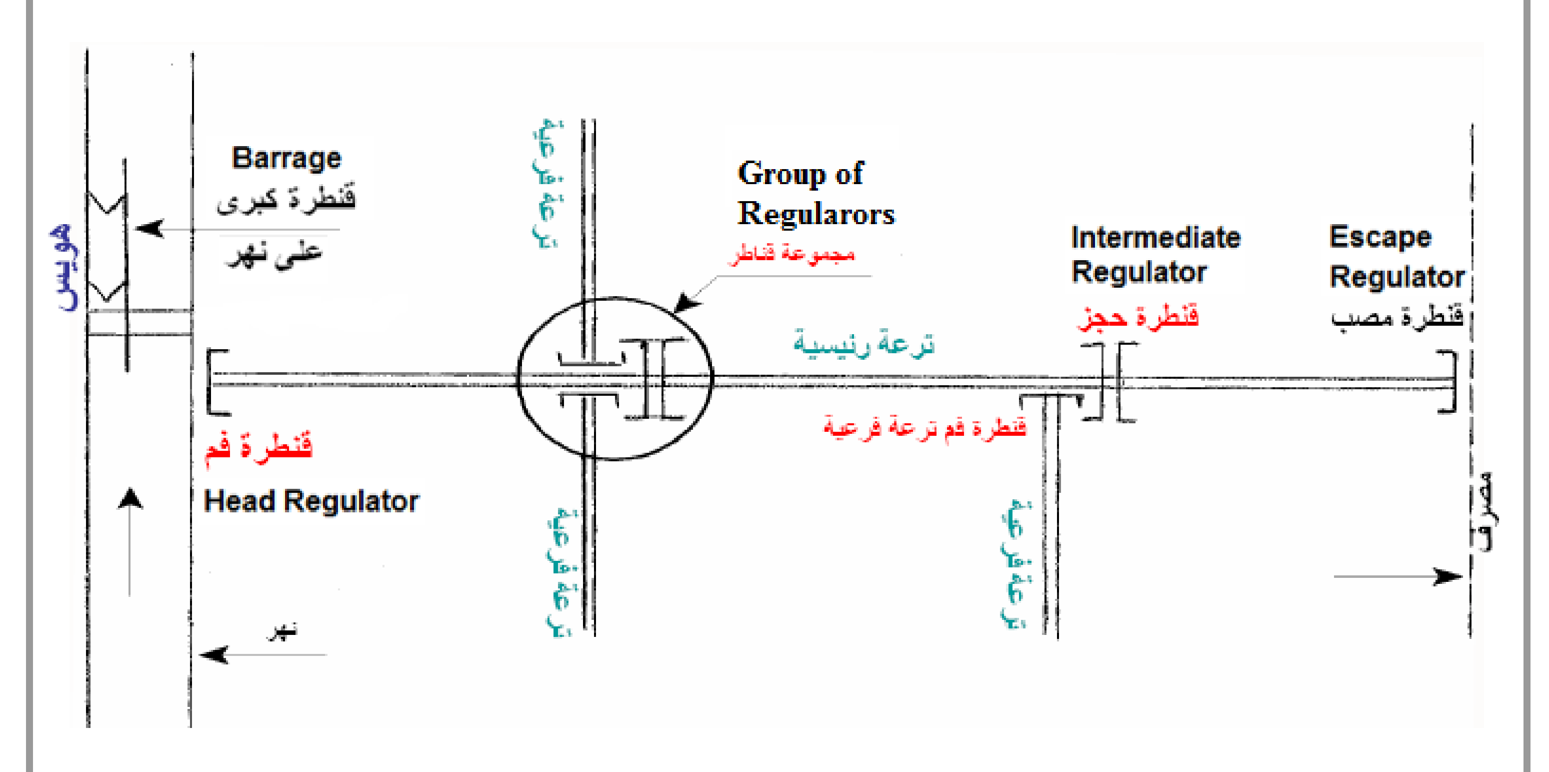
يتم إنشاء هذا النوع من القناطر على أحباس مختلفة على طول الترع خاصة عند حدوث تغيير فى التصرفات أو اختلاف القطاع المائى للترعة وذلك للتحكم فى مناسيب المياه وتنظيم السريان لتسهيل تغذية الترع الفرعية والجنابيات التى تأخذ مياهها من أمام هذه القناطر.

4-2-4 قناطر المصب Escape Regulators

تقام هذه القناطر عند نهايات الرياحات والترع الكبيرة للتحكم وتنظيم صرف المياه الزائدة عن احتياجات الرى إلى المصارف وكذلك المحافظة على منسوب المياه التصميمى والضرورى أمامها لضمان تواجد المياه بالحبس الأخير من الترعة على المناسيب اللازمة لرى الأراضى الزراعية المترتبة على هذا الحبس.

5-2-4 مجموعة قناطر Group of Regulators

تنشأ مجموعة من القناطر متعددة الأغراض فى موقع واحد إحداها أساسية كقناطر حجز والأخريات قناطر فرعية للتوزيع.



شكل (4-20): رسم تخطيطى يوضح مواقع الأنواع المختلفة للقناطر

3-4 تصميم القناطر Regulators Design

ينقسم تصميم القناطر عادة إلى التصميم الهيدروليكى Hydraulic design والتصميم الإنشائى Structural design حيث يختص التصميم الهيدروليكى بتحديد تصرفات المجرى المائى والسرعات المسموح بها فى أجزائه المختلفة ومن ثم تحديد الأبعاد الرئيسية للمنشأ أما التصميم الإنشائى فيتعرض لسلامة مكونات المنشأ تحت الأحمال والقوى الناشئة فى ظروف التشغيل المحتملة. ويشمل التصميم الإنشائى للقناطر تصميم الأجزاء الرئيسية التالية :

1- أجزاء علوية Super-Structures وتشمل الدعامات الوسطية (البغال) Piers ، الدعامات الطرفية (الأكتاف) Abutments، حوائط الأجنحة الأمامية والخلفية Wing walls، العناصر الإنشائية الحاملة للطريق فوق القناطر (عقود أو بلاطات خرسانية مسلحة وكمرات)، بوابات حديدية Gates تنزلق رأسيا

داخل مجارى خاصة (درونـدات) Grooves ويعمل عادة خط ثان من الدروندات للاستخدام فى حالات الطوارئ والترميمات.

2- أجزاء تحتية Sub-Structures وتشمل الأساسات (الفرش والذى غالبا ما يزود بستائر حديدية أو حوائط قاطعة). ويجدر بالذكر أن تصميم فرش القنطرة تحكمه النواحى الفنية التى ذكرت تفصيلاً بالفصل الأول، أما ما يتعلق بباقى العناصر الإنشائية للقناطر ، فذلك ما سنتناولة فى فقرات قادمة بإذن الله تعالى.

1-3-4 التصميم الهيدروليكى Hydraulic Design

أولاً : الحالة التى تكون فيها البوابات مفتوحة تماما Fully Open Regulator

ويراعى فى هذه الحاله ثلاثة اعتبارات :

1- السرعات القصوى المسموح بها فى الفتحات Max. Allowable Velocity

يجب ألا تزيد السرعة القصوى للمياه خلال فتحات القناطر Vv عن (ضعف إلى ثلاثة أضعاف) سرعة المياه فى المجرى المائى الذى تنشأ فيه القنطرة Vc . وتتراوح قيم السرعات القصوى المسموح بها فى فتحات القناطر حسب أهمية القنطرة ما بين (1 - 3.5 متر / ث)

القناطر الصغيرة (عرض الفتحات 1 - 3 متر)	1.00 - 1.50 متر / ث
القناطر الكبيرة (عرض الفتحات 3 - 5 متر)	1.50 - 2.00 متر / ث
القناطر على الأنهار(عرض الفتحات أكبر من 5 متر)	2.50 - 3.50 متر / ث

2- الطول الكلى لفتحات القنطرة

يحدد الطول الكلى لفتحات القنطرة L بأنه حاصل ضرب عدد الفتحات n وطول الفتحة الواحدة (البحر الخالص) S على النحو التالى :

$$L = n \cdot S \qquad (4\text{-}1)$$

ويمكن أيضا حساب الطول الكلى للفتحات من المعادلة (4-2) :

$$L = Q / (Vv \cdot d) \qquad (4\text{-}2)$$

حيث

Q = التصرف الأقصى المار بالمجرى المائى متر^3 / ث

Vv = السرعة المسموح بها خلال الفتحات   متر / ث

d = عمق المياه خلف القنطرة   متر

3- عدد الفتحات والطول الكلى للقناطر بين الأكتاف

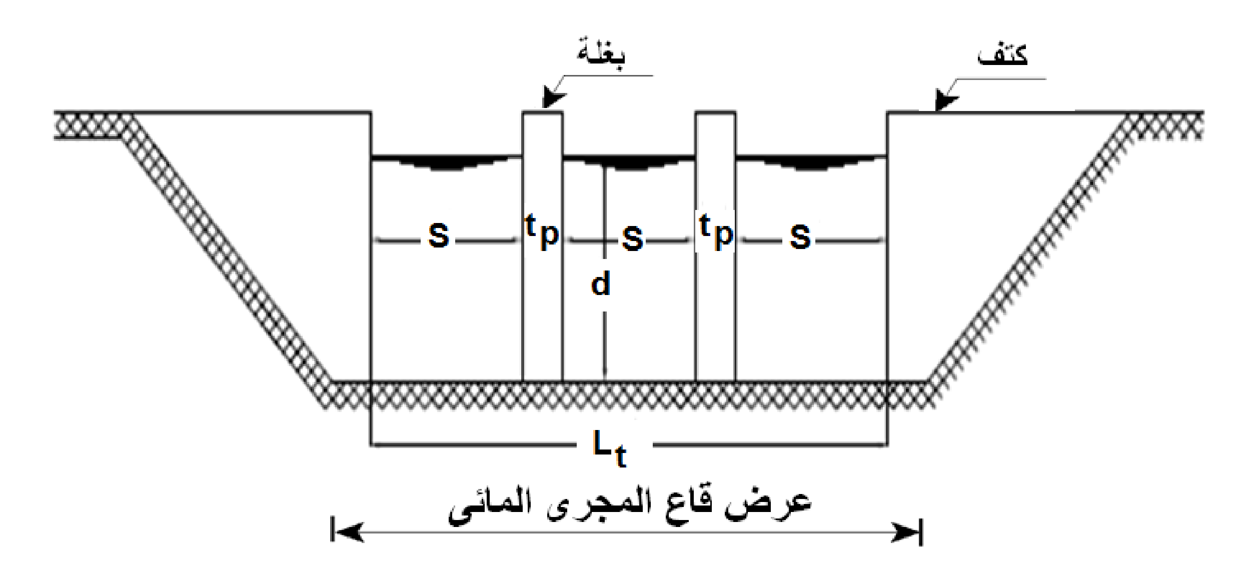
يتم اختيار طول الفتحة الاقتصادى (S) (علما بأنه كلما زاد طول الفتحة زادت تكاليف إنشائها) وبمعرفة الطول الكلى للفتحات L يمكن حساب عدد الفتحات المطلوبة n من المعادلة (4-1) مع مراعاة تصحيح النتيجة المحسوبة ليكون عدد الفتحات رقما صحيحا ويجب مراجعة قيمة سرعة السريان فى الفتحات للتأكد أنها فى الحدود الآمنة بعد تصحيح عدد الفتحات. وبالرجوع إلى الشكل (4-21) فإنه يمكن حساب الطول الكلى للقناطر بين الكتفين L_t من المعادلة التالية :

$$L_t = n\,S + (n - 1)\,t_p \qquad (4\text{-}3)$$

حيث

t_p = عرض الدعامة الوسطى (البغلة) Pier

وفى الأحوال العادية تتراوح النسبة بين الطول الكلى للقناطر بين الأكتاف وعرض قاع المجرى المائى ما بين 0.60 إلى 1.00 وذلك لتحقيق ترابط عام مناسب بين المنشأ والأعمال الترابية المحيطة به.

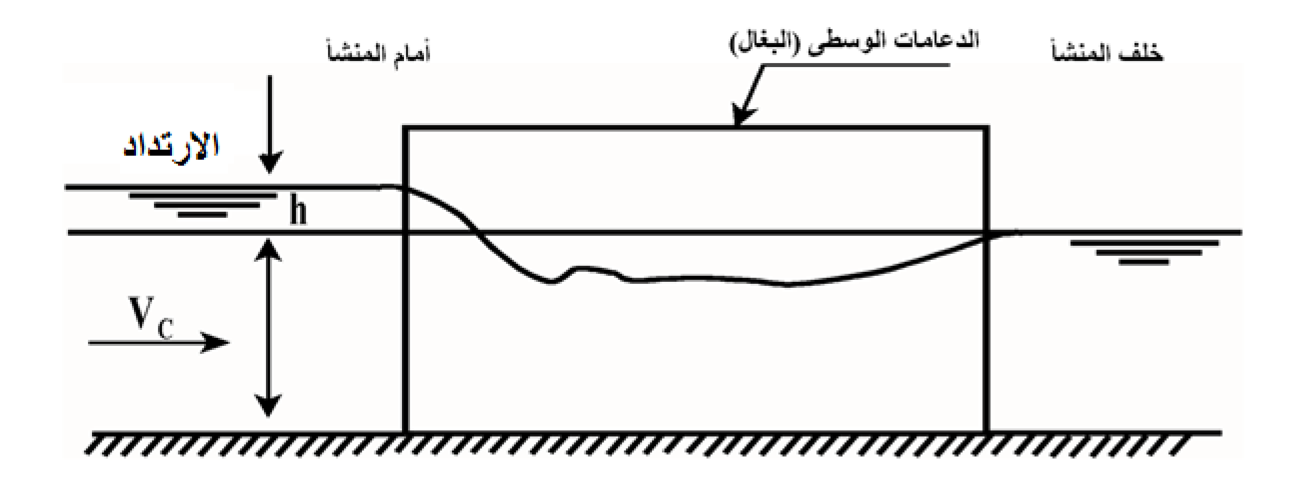


شكل (4-21): الطول الكلى للقناطر بين الكتفين

4-3-1-1 الارتداد Heading up

يعرف الارتداد Heading up بأنه الفارق بين منسوبى المياه أمام وخلف المنشأ الهيدروليكى والذى ينشأ نتيجة لاعتراض المنشأ للسريان وضيق مساحة القطاع المائى خلاله عن القطاع الطبيعى للمجرى المائي (شكل 4-22). ويتم

حساب الارتداد للقناطر وهى مفتوحة فتحا كاملا لإمرار أقصى تصرف من خلالها مع مراعاة ألا يزيد هذا الارتداد عن 10 سم . ويمكن حساب الارتداد أمام القناطر باستخدام إحدى الطرق المذكورة تفصيلاً فى الباب الثالث (فقرة 3-2-2).



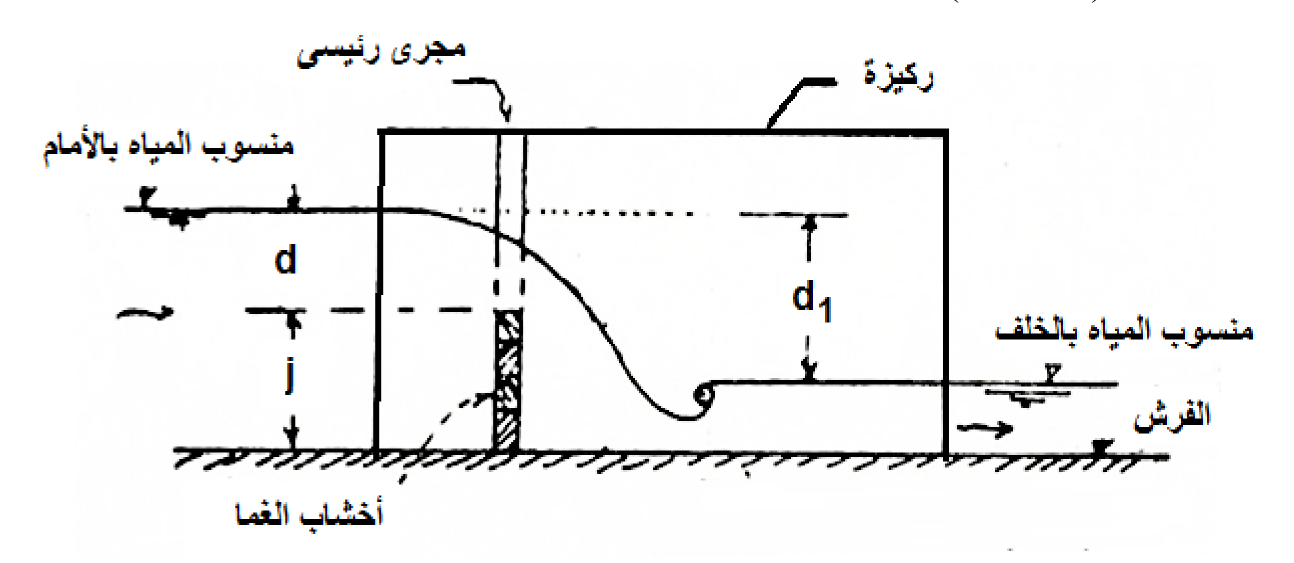
شكل (4-22): إرتفاع المياه أمام المنشأ (الارتداد)

ثانياً : الحالة التى تكون فيها القنطرة مفتوحة جزئياً Partially Open Regulator

فى هذه الحالة تكون الموازنة على القنطرة بإحدى طريقتين :

1- **الموازنة بإستخدام أخشاب الغما Regulation with Flush boards**

فى هذه الحالة (شكل 4-23) يمكن حساب معدل التدفق كمايلى:



شكل (4-23) : الموازنة بإستخدام أخشاب الغما

$$Q = L.q = L.C_d.\sqrt{2g}.d^{3/2} \qquad \textbf{(4-4)}$$

حيـــث

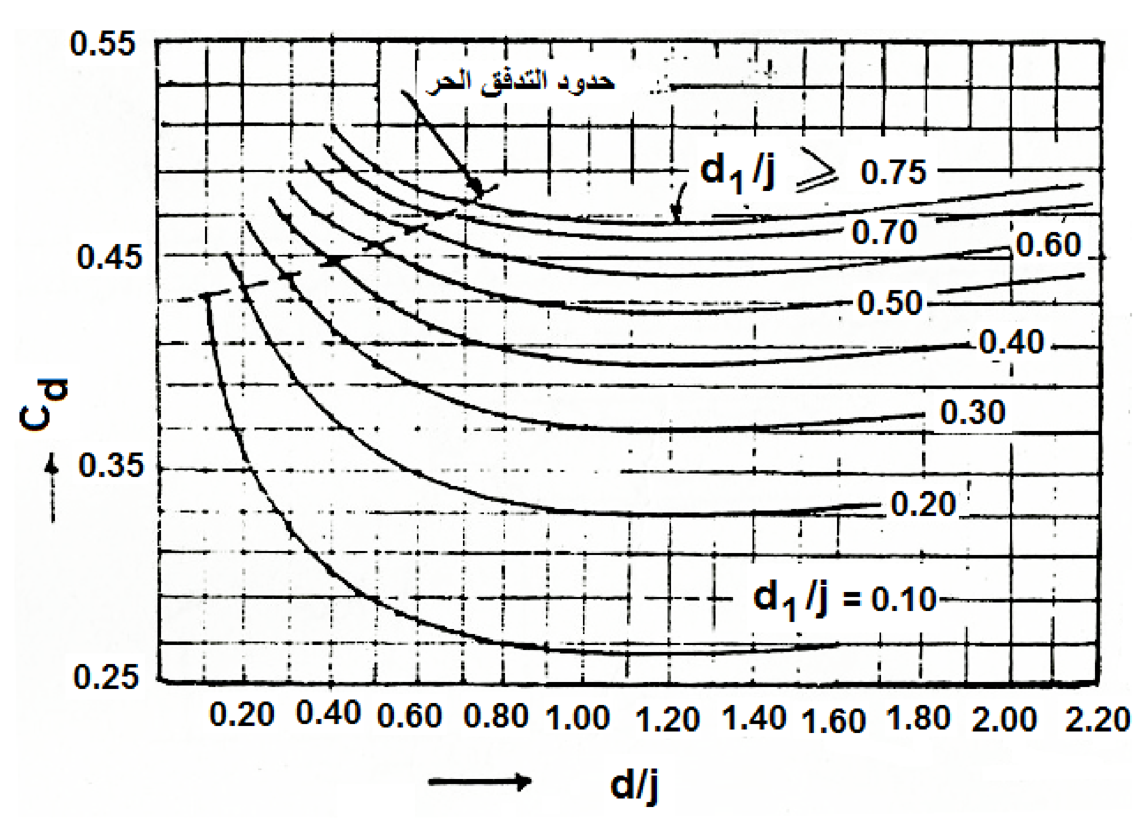
Q = المعدل الكلى للتدفق.

L = العرض الفعال للقنطرة $(L = n.S)$

q = معدل التدفق لوحدة العرض.

d = ارتفاع المياه بالأمام فوق أخشاب الغما.

C_d = معامل تدفق يستنتج من الشكل 4-24.



شكل (4-24) : معامل التدفق C_d بالمعادلة (4-4)

2- الموازنة بإستخدام البوابات Regulation with Sluice gates

يكون التدفق المندفع من فتحة البوابة الرأسية "تدفقاً حراً" Free flow أو "تدفقاً مغموراً" Submerged flow تبعاً لظروف القناة الخلفية التى تندفع إليها المياه عبر البوابة ويمكن بيان ذلك فيما يلى:

- حالة التدفق الحر Free Flow

تتحقق هذه الحالة والتى يمثلها الشكل 4-25 إذا ما كانت القفزة الهيدروليكية Hydraulic jump قفزة مستقرة أو مطرودة (أى أنها تتحرك فى اتجاه الخلف)، ويتوقف التدفق عبر البوابات فى هذه الحالة على النسبة بين فتحة البوابة W وعمق التدفق بالأمام d_1 بقناة الاقتراب، ويمكن حساب ذلك من المعادلة التالية:

$$Q = L.q = L.C_d.W.\sqrt{2gd_1} \qquad \textbf{(4-5)}$$

حيـــث

Q = المعدل الكلى للتدفق.

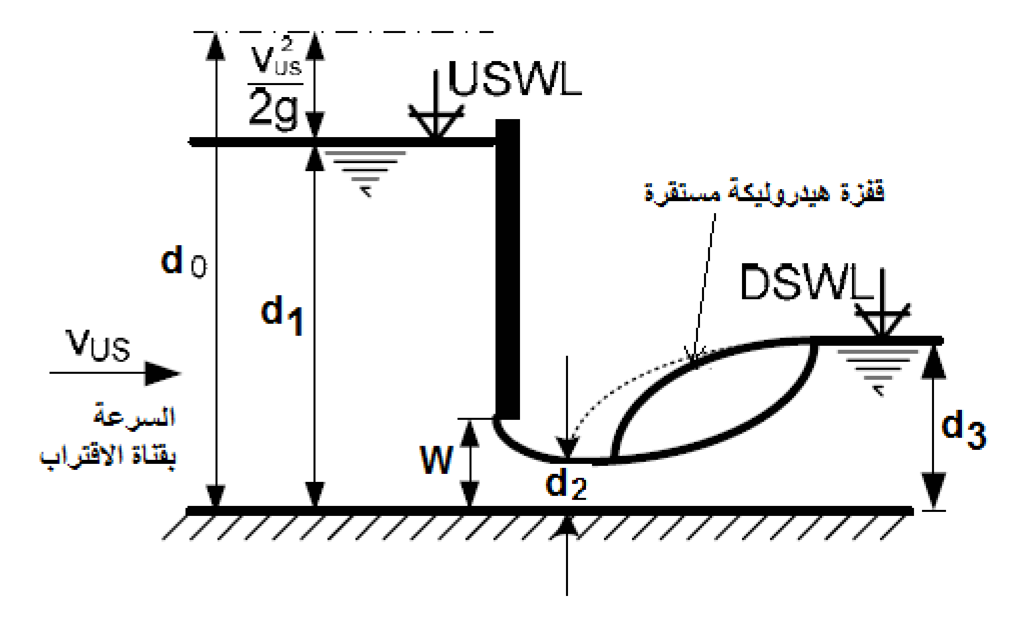
L = العرض الفعال للقنطرة (L= n.S)

q = معدل التدفق لوحدة العرض.

W = فتحة البوابة.

d_1 = عمق التدفق بقناة الاقتراب.

C_d = معامل تدفق يستنتج من الشكل 4-24 (منحنيات التدفق الحر)



شكل (4-25) : حالة التدفق الحر Free Flow

- **حالة التدفق المغمور Submerged Flow**

فى هذه الحالة التى يمثلها الشكل 4-26 يكون عمق التدفق بالقناة الخلفية d_3 أكبر من العمق الملازم d_4 للعمق d_2 ، وهذا يعنى ان عمق المياه بالخلف d_3 أكبر مما يلزم لتكوين قفزة هيدروليكية مستقرة خلف البوابة، ونتيجة لذلك تنغمر قذيفة المياه المندفعة من فتحة البوابة بكتلة دوارة من المياه ليس لها محصلة حركة نهائية فى اى اتجاه، ولهذا يمكن اعتبارها كتلة مياه ساكنة، ويمكن حساب العمق الملازم d_4 من العلاقة التالية:

$$d_4 = \sqrt{\frac{2q^2}{g.d_2} + \frac{d_2^{\,2}}{4}} - \frac{d_2}{2} \qquad \textbf{(4-6)}$$

حيـــث

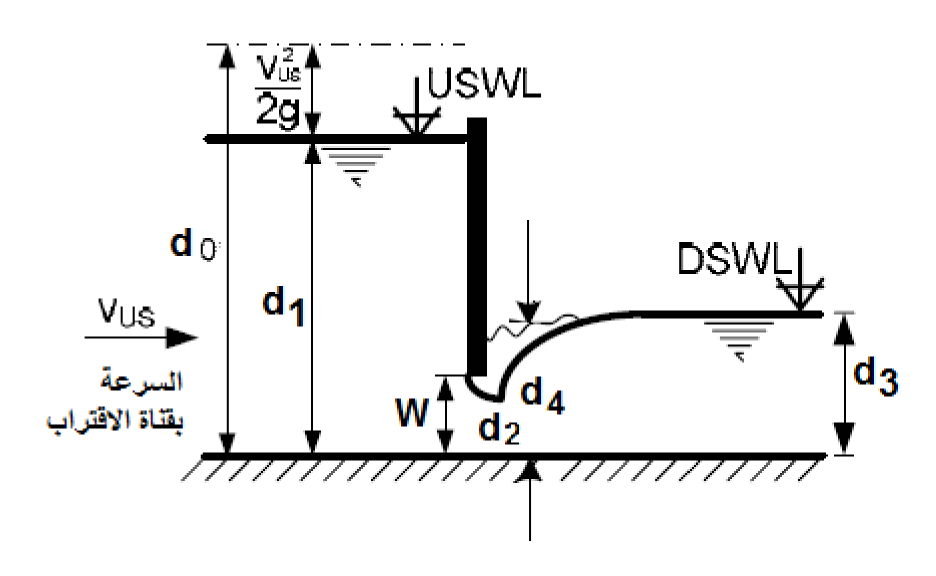
d_4 = العمق الملازم conjugate depth.

q = معدل التدفق لوحدة العرض فى حالة التدفق الحر.

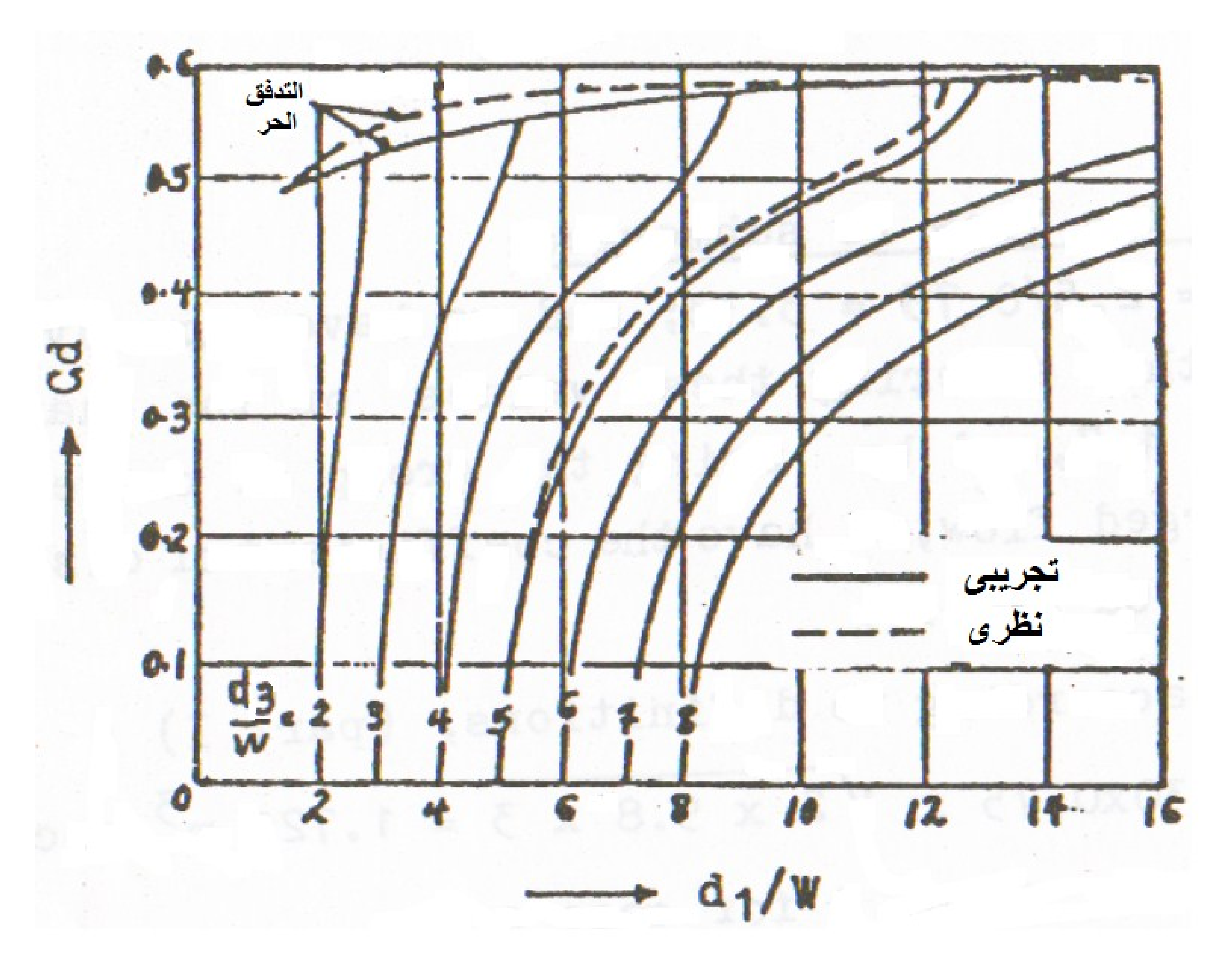
d_2 = عمق التدفق خلف البوابة مباشرة (أنظر الشكل 4-27) حيث ($d_2 = 0.61$ W).

g = عجلة الجاذبية الأرضية.

ويمكن حساب التدفق باستخدام نفس المعادلة (4-5) وذلك باستنتاج معامل التصرف C_d من منحنيات التدفق المغمور بالشكل 4-27



شكل (4-26) : حالة التدفق المغمور Submerged Flow



شكل (27-4) : قيم معامل التدفق Cd فى حالة التدفق الحر والتدفق المغمور

4-3-2 التصميم الإنشائى Structural Design

4-3-2-1 إيجاد أبعاد الركائز "البغال" Piers

إن عرض الركيزة "t_p" يخضع لإعتبارات عملية بالإضافة إلى ضمان استقرار الركيزة إنشائياً، وعلى سبيل المثال يجب أن يراعى إمكان إعداد مجرى للبوابة groove دون إضعاف عزم الركيزة فى الاتجاه العرضى (المتعامد مع محورها الطولى) ، ويمكن تحديد عرض الركائز تجريبيا بما يساوى 4/1 إلى 3/1 عرض الفتحة "S" فى حالة البناء بالأحجار أو الخرسانة العادية. وفى حالة استخدام الخرسانة المسلحة يكون عرض البغال مساوياً 10/1 إلى 8/1 عرض الفتحة "S".

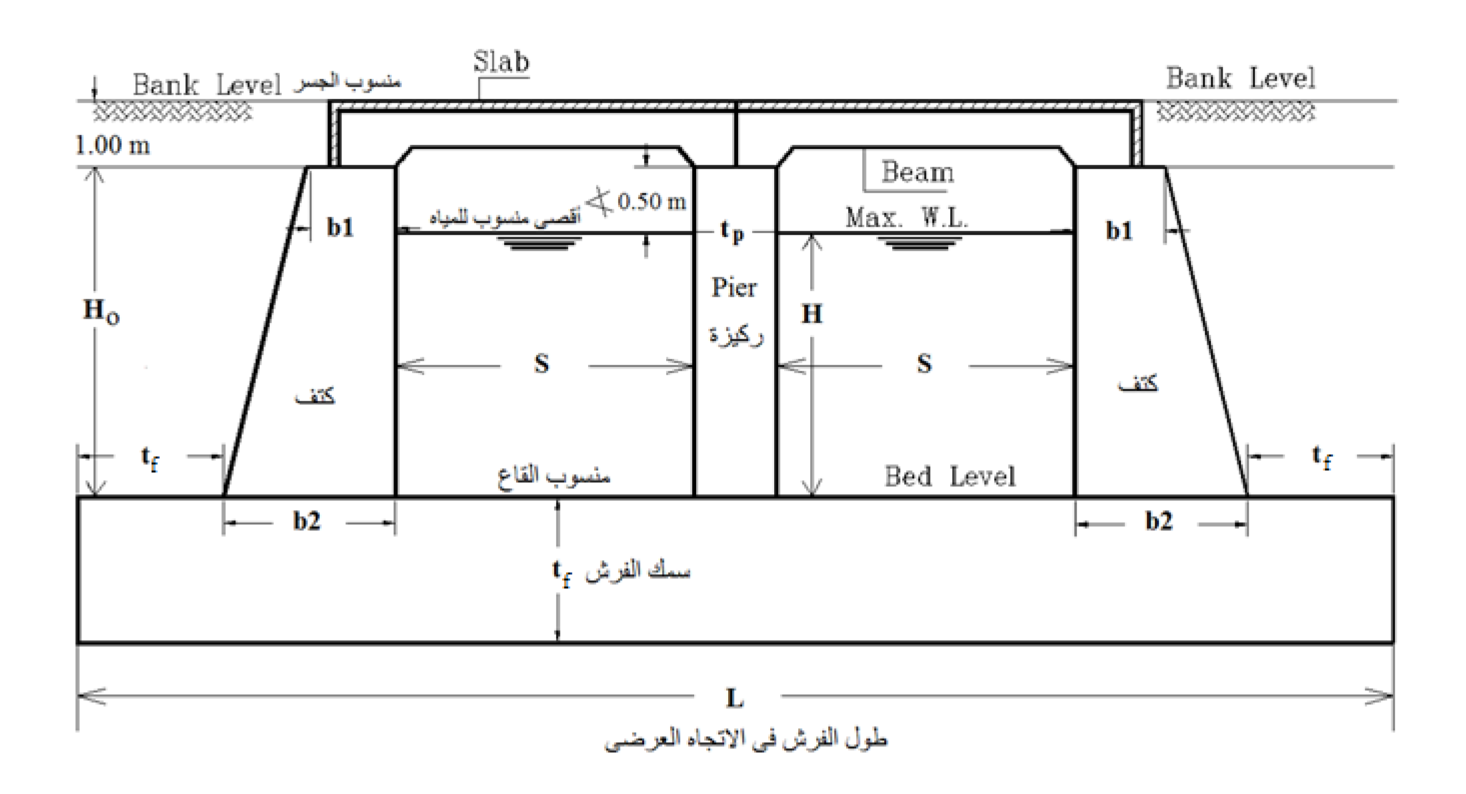
ويحدد إرتفاع الركيزة بحيث يكون منسوب سطحها العلوى مع منسوب حائطى الجناحين بالأمام أعلى من أقصى منسوب للمياه فى الأمام بما لا يقل عن 50 سم (شكل 4-28).

ويحدد طول الركيزة بحيث يغطى عرض الطريق فوق القناطر شاملا رصيفى المشاة على الجانبين وعرض الدراوى بالإضافة إلى مسافة كافية لتشغيل أجهزة رفع وإنزال البوابات بالإضافة إلى التجاويف الرئيسية والاحتياطية للبوابات Main and emergency grooves. وتستخدم التجاويف الأساسية لتنزلق بها بوابات التحكم فى التصرف المائى ويوضح الجدول 4-1 أبعاد هذه التجاويف.

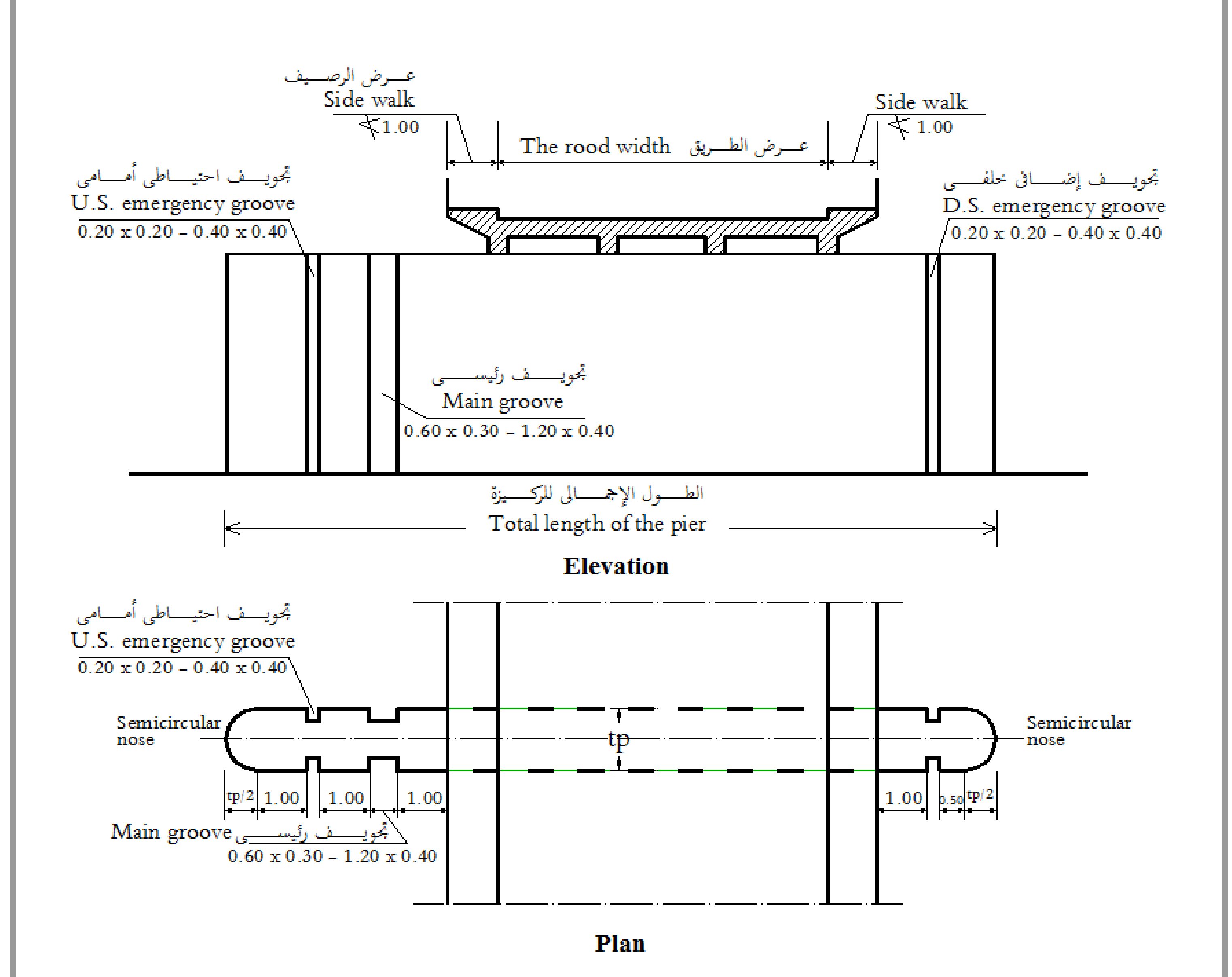
جدول (4-1) : أبعاد التجاويف الأساسية

عرض فتحة القنطرة (متر)	4.00-3.00	5.00-4.00	6.00-5.00	8.00-6.00	10.00-8.00
عرض التجويف (متر)	0.60	0.75	0.90	1.00	1.20
عمق التجويف (متر)	= عرض التجويف / 3				

أمـا التجـاويف الاحتياطيـة فتعمـل أمـام وخلـف التجـاويف الأساسـية والغـرض منهـا الاسـتعمال فـى حالـة تجفيـف الفتحـات بغـرض الصـيانة أو التـرميم والاصـلاح ومقاسـات التجـاويف تؤخـذ عـادة 0.20 x 0.20 م أو 0.40 x 400. م وتبطن التجاويف الرئيسية بحديد الزهر Cast iron أما التجاويف الاحتياطية فلا يشترط تبطينها. ويوضح الشكل 4-29 كيفية حساب طول الركيزة.



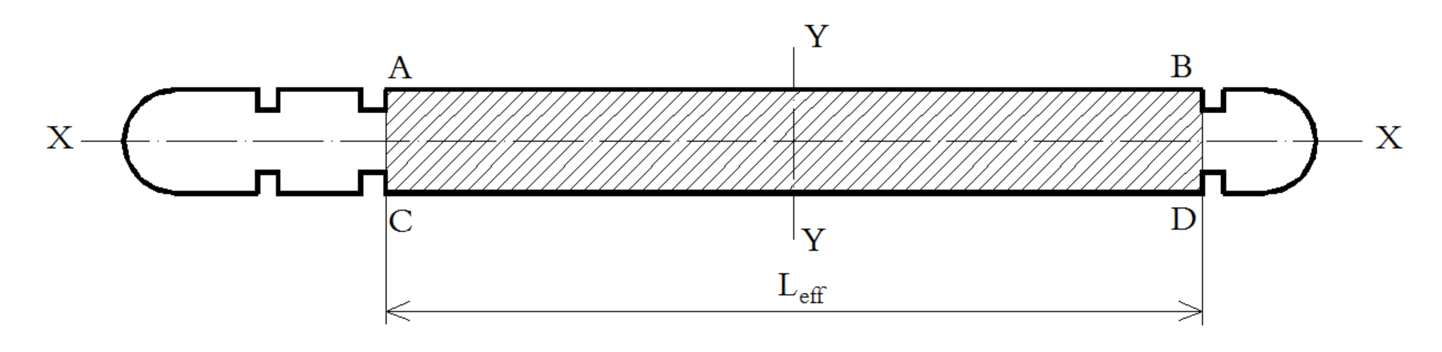
شكل (4-28) : قطاع عرضى فى قنطرة من فتحتين



شكل (4-29) : كيفية تحديد طول الركيزة

1-1-2-3-4 استقرار الركائز Stability of Piers

طبقاً للخبرة المصرية فى حسابات استقرار ركائز القناطر فإنه يفترض أن الجزء من جسم الركيزة الذى تنتقل اليه فعلا الإجهادات الناتجة عن الأوزان الرأسية والضغوط الأفقية للمياه، هو ذلك الجزء الذى يلى مباشرة المجرى الرئيسى للبوابات فى اتجاه الخلف (الجزء A B C D شكل 4-30) ، وبعبارة أخرى فإن شرخاً متوقع الحدوث عند موقع المجرى الرئيسى كأحد نقاط الضعف بجسم الركيزة قد أوجب الاعتبار أن الطول المؤثر Effective length " L_{eff} " من الطول الإجمالى للركيزة هو المعول علية فقط فى مقاومة الاجهادات.



شكل (4-30) : الطول المؤثر من الركيزة

وبطبيعة الحال تكون عزوم ضغوط المياه وكذلك عزوم الأوزان الرأسية هى التى ينتج عنها الإجهادات العمودية على قاعدة الركيزة. ولدراسة اتزان الركيزة فإنه توجد أربعة حالات لتحميل الركيزة نستعرضها فى الفقرات التالية.

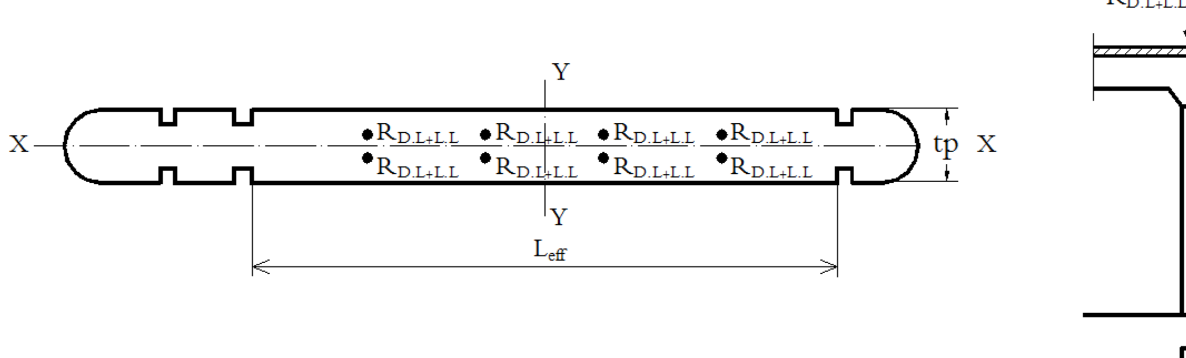
1-1-1-2-3-4 حالة أقصى إجهادات رأسية Maximum Vertical Stresses

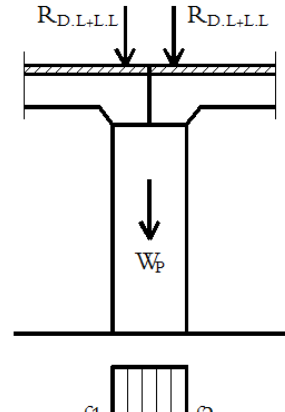
وفى هذه الحالة يتم تحميل كل من فتحتى الكوبرى بالأحمال الحية Live load والميتة Dead load (شكل 4-31)

$N = \Sigma R_{D.L+L.L} + Wp$

$A = L_{eff} \times tp$

$f_1 = f_2 = -N/A$





شكل (4-31) : حالة أقصى إجهادات رأسية

4-3-2-1-1-2 حالة أقصى عزوم فى الاتجاه الطولى للركيزة Max. Moment in Longitudinal Direction "My"

وفى هذه الحالة تكون فتحات القنطرة مغلقة والخلف جاف، وترتيب الأحمال من كمرات الكوبرى كما هو موضح بالشكل 4-32

$N = \Sigma R_{D.L} + \Sigma R_{D.L+L.L} + Wp$

$A = L_{eff} \text{ x } tp$

$P1 = 0.50\ \gamma_w \text{ x } h_{U.S}^2 \text{ x } (S+tp)$

$$I_y = \frac{tp \times L_{eff}^{\ 3}}{12}$$

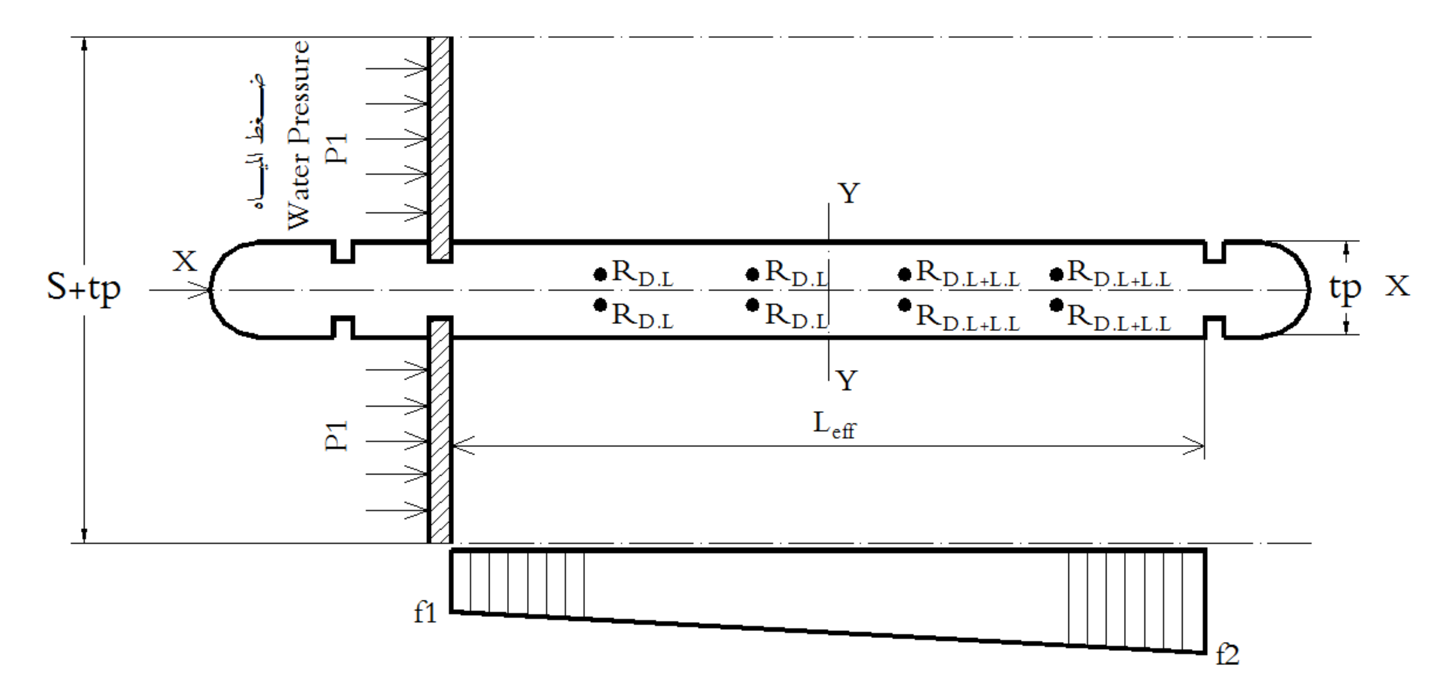
$M_x = 0$

$M_y = P1 \text{ x } (h_{U.S}/3) + \Sigma R_{D.L+L.L} \text{ x } X_R - \Sigma R_{D.L} \text{ x } X_L$

$$X = \frac{L_{eff}}{2}$$

$$f_1 = -\frac{N}{A} + \frac{M_y.X}{I_y}$$

$$f_2 = -\frac{N}{A} - \frac{M_y.X}{I_y}$$



شكل (4-32) : حالة أقصى عزوم فى الاتجاه الطولى للركيزة

3-1-1-2-3-4 حالة أقصى عزوم فى الاتجاه المتعامد على المحور الطولى للركيزة Max. Moment in Transverse Direction "Mx"

وفى هذه الحالة تكون إحدى الفتحات مفرغة من المياه وبلاطة الكوبرى فوقها محملة بالأحمال الحية، بينما الفتحة المجاورة تملؤها المياه بالمنسوب الأقصى، وبلاطة الكوبرى فوقها لا تتعرض للأحمال الحية (شكل 4-33)

$N = \Sigma R_{D.L} + \Sigma R_{D.L+L.L} + Wp$

$A = L_{eff} \times tp$

$P3 = 0.50\ \gamma_w \times h_{U.S}^2 \times L_{eff}$

$$I_x = \frac{L_{eff} \times tp^3}{12}$$

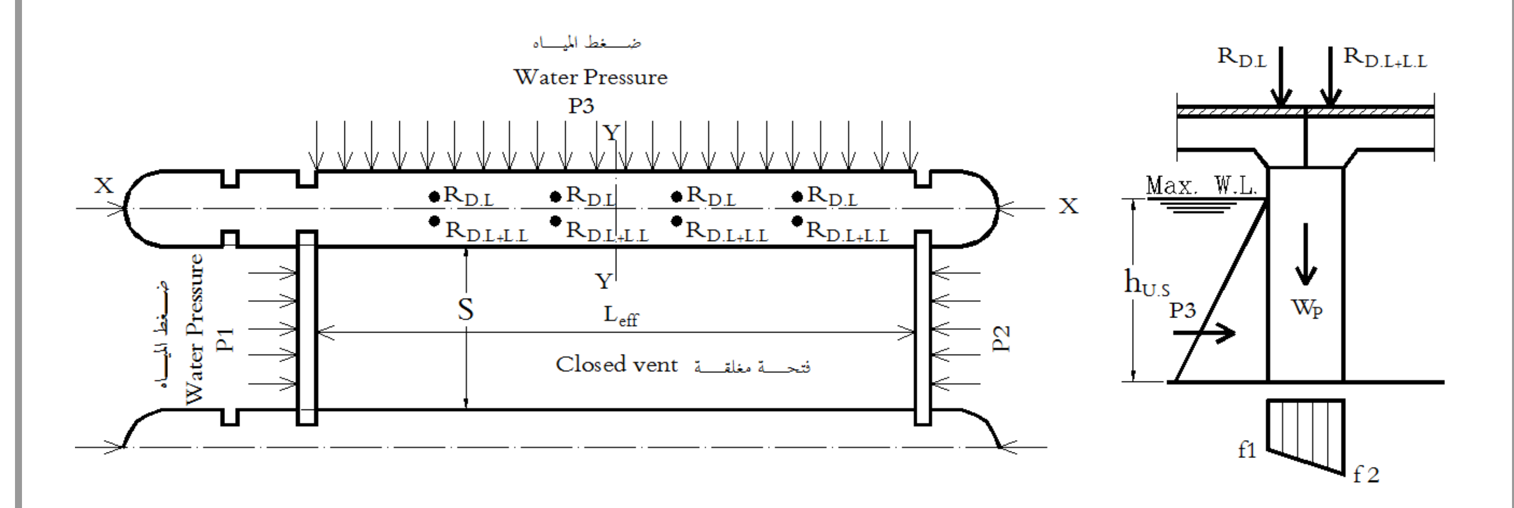
$M_y = 0$

$M_x = P3 \times (h_{U.S}/3) + \Sigma R_{D.L+L.L} \times Y_R - \Sigma R_{D.L} \times Y_L$

$$Y = \frac{tp}{2}$$

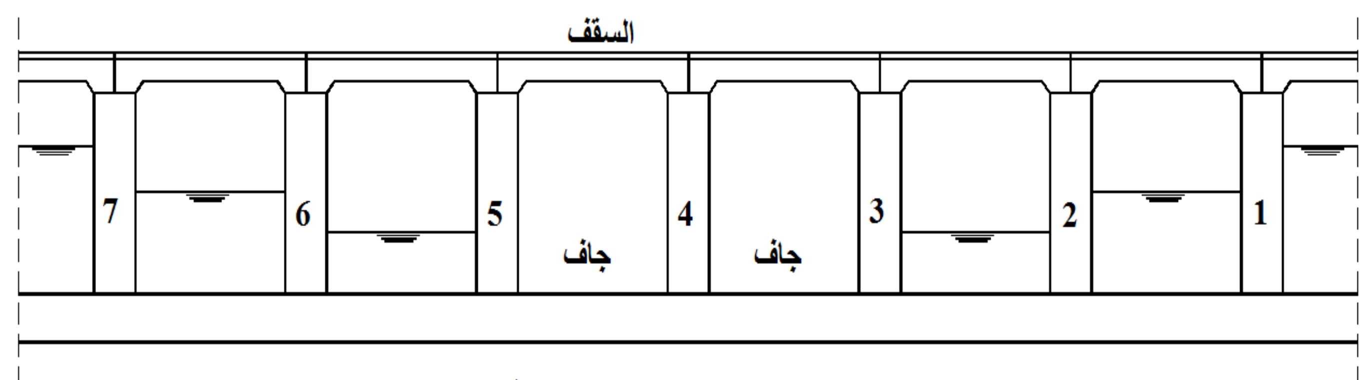
$$f_1 = -\frac{N}{A} + \frac{M_x.Y}{I_x}$$

$$f_2 = -\frac{N}{A} - \frac{M_x.Y}{I_x}$$



شكل (4-33) : حالة أقصى عزوم فى الاتجاه المتعامد على المحور الطولى للركيزة

وجدير بالذكر أن حالة التحميل هذه تعطى عادة عرضاً معقولاً للركيزة فى القناطر الصغيرة والمتوسطة، وبالنسبة للقناطر ذات الفتحات والضواغط الكبيرة، فإن عرض الركيزة الذى تتطلبة حالة التحميل المشار اليها قد يكون عرضاً كبيراً نسبياً، ولذلك فإنه بالنسبة للقناطر الكبيرة والتى لا يمكن منع المياه خلفها كلية أثناء فترات الصيانة، تتخذ إجراءات على النحو المبين بالشكل التخطيطى 4-34 بحيث يصبح الضغط الرافع على الركائز المحيطة بالفتحات المفرغة من المياه ضغطاً نسبياً.



الركيزة 4 لا تتعرض لضغوط جانبية
الركيزتان 5 , 3 تتعرضان لضغط جانبى نسبى
صافى الضغط الجانبى على باقى الركائز فى حدود مقبولة

شكل (4-34): التحكم فى مناسيب المياه خلال الفتحات

4-3-2-1-1-4 حالة العزوم المركبة Compound Moment "Max. Mx, My"

وفى هذه الحالة تكون الفتحات مغلقة والخلف جاف، بينما تتوزع الأحمال من الكوبرى من بلاطة عليها أحمال حية من ناحية والأخرى تتلقى احمالها الثابتة فقط (شكل 4-35).

$$N = \Sigma R_{D.L} + \Sigma R_{D.L+L.L} + Wp$$

$$A = L_{eff} \times tp$$

$$P1 = 0.50\ \gamma_w \times h_{U.S}^2 \times (S+tp)$$

$$X = \frac{L_{eff}}{2}$$

$$Y = \frac{tp}{2}$$

$$I_x = \frac{L_{eff} \times tp^3}{12}$$

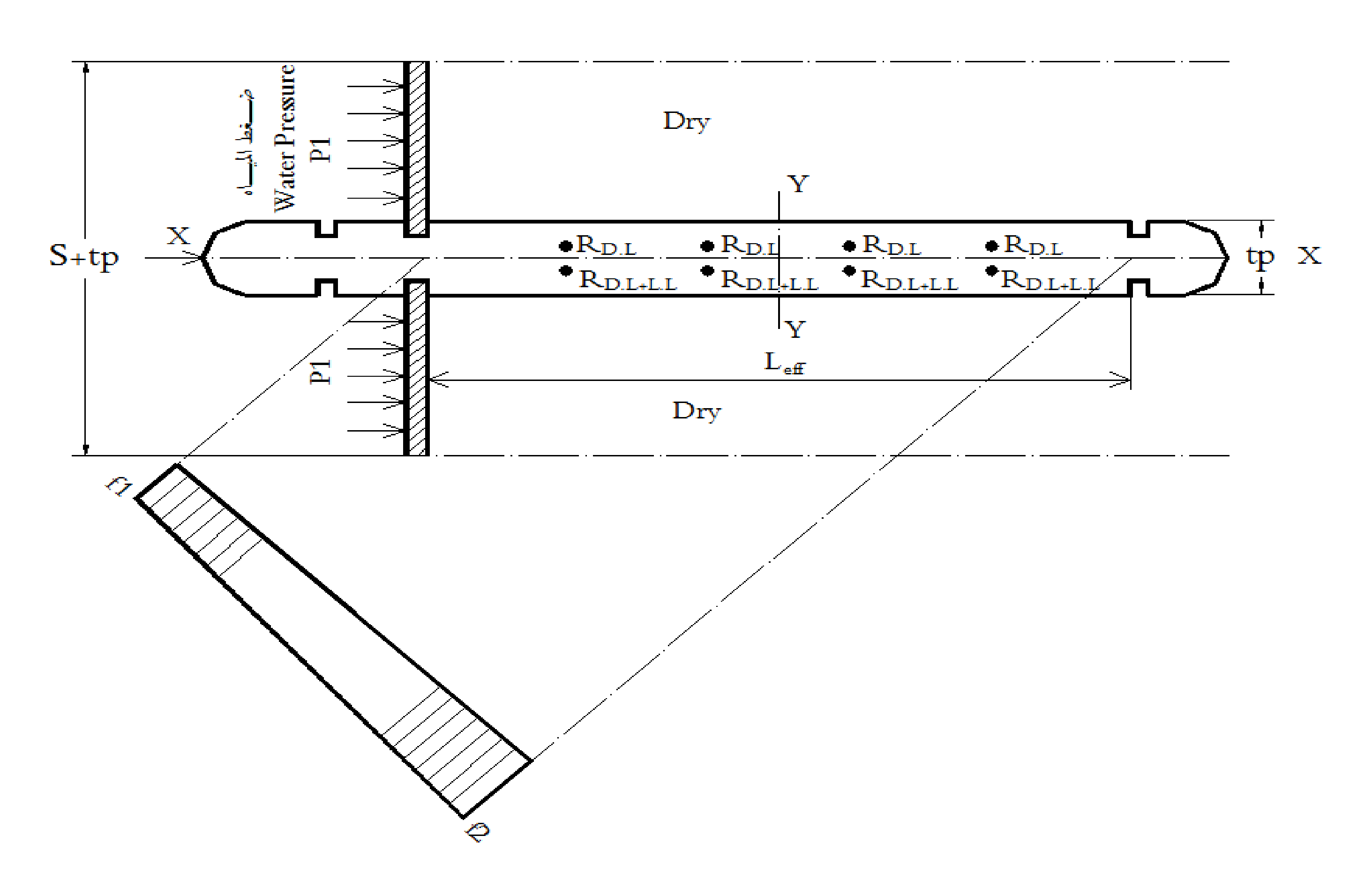
$$I_y = \frac{tp \times L_{eff}^{\ 3}}{12}$$

$M_x = \Sigma R_{D.L+L.L} \times Y_R - \Sigma R_{D.L} \times Y_L$

$M_y = P1 \times (h_{U.S}/3)$

$$f_1 = -\frac{N}{A} + \frac{M_x.Y}{I_x} + \frac{M_y.X}{I_y}$$

$$f_2 = -\frac{N}{A} - \frac{M_x.Y}{I_x} - \frac{M_y.X}{I_y}$$



شكل (4-35) : حالة العزوم المركبة

4-3-2-1-1-5 حالة حدوث ضغوط رفع أسفل الركيزة نتيجة وجود شرخ شعرى

هناك حالة أخرى قد يتطلب الأمر التحقق منها، وهى حالة التحميل التى تعطى أقصى لاتمركز "e" على القاعدة، والتى قد ينتج عنها إجهادات شد، تلك هى حالة حدوث ضغوط رافعة Uplift pressures على قاعدة الركيزة نتيجة شرخ شعرى افتراضى يسمح بالتسرب (شكل 4-36)، وغنى عن البيان أنه يمكن افتراض نفس الحالة عند مستويات

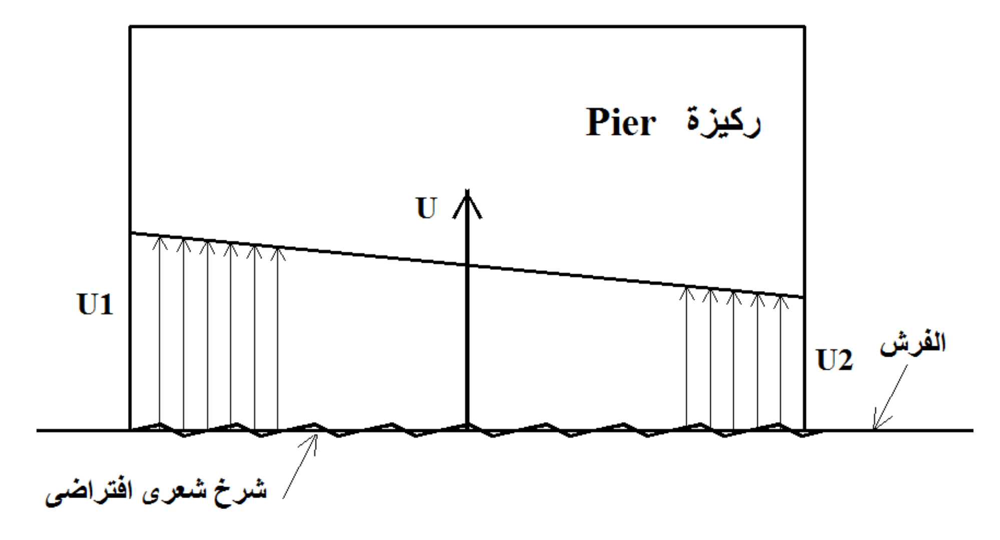
أخرى غير مستوى القاعدة وذلك تبعا للظروف الواقعية المحيطة بتنفيذ المشروع. وقد سبق مناقشة ذلك عند دراسة السدود التثاقلية بالفصل الثانى. ولاستنتاج قيمة اللاتمركز "e" :

لنفرض أن صافى مجموع العزوم حول Y هو My وأن مجموع الأحمال الرأسية هو "ΣW"، وعلى ذلك فإن المسافة L1 بالشكل 4-37 تكون :

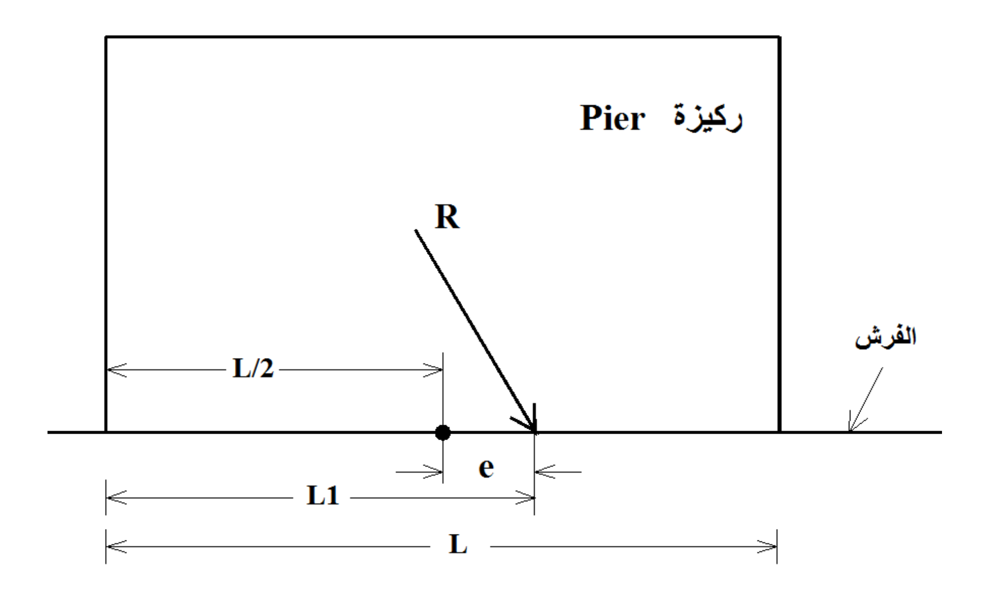
$$L1 = My / \Sigma W$$

ويكون اللا تمركز "e" هو :

$$e = L1 - (L/2)$$



شكل (4-36): حالة أقصى لاتمركز عند مستوى القاعدة نتيجة ضغوط الرفع "U"



شكل (4-37) : محصلة القوى "R" ومسافة اللاتمركز "e" عند قاعدة الركيزة

2-2-3-4 الأكتاف (الركائز الجانبية) Abutments

يمكن حساب أبعاد الأكتاف المنشأة من الخرسانة العادية – بالقناطر الصغيرة والمتوسطة – شكل (4-38) من المعادلتين العمليتين التاليتين :

$$b1 = 0.18\ S + 0.50 \qquad (4\text{-}7)$$

$$b2 = b1 + 0.25\ H_o \qquad (4\text{-}8)$$

حيـــث

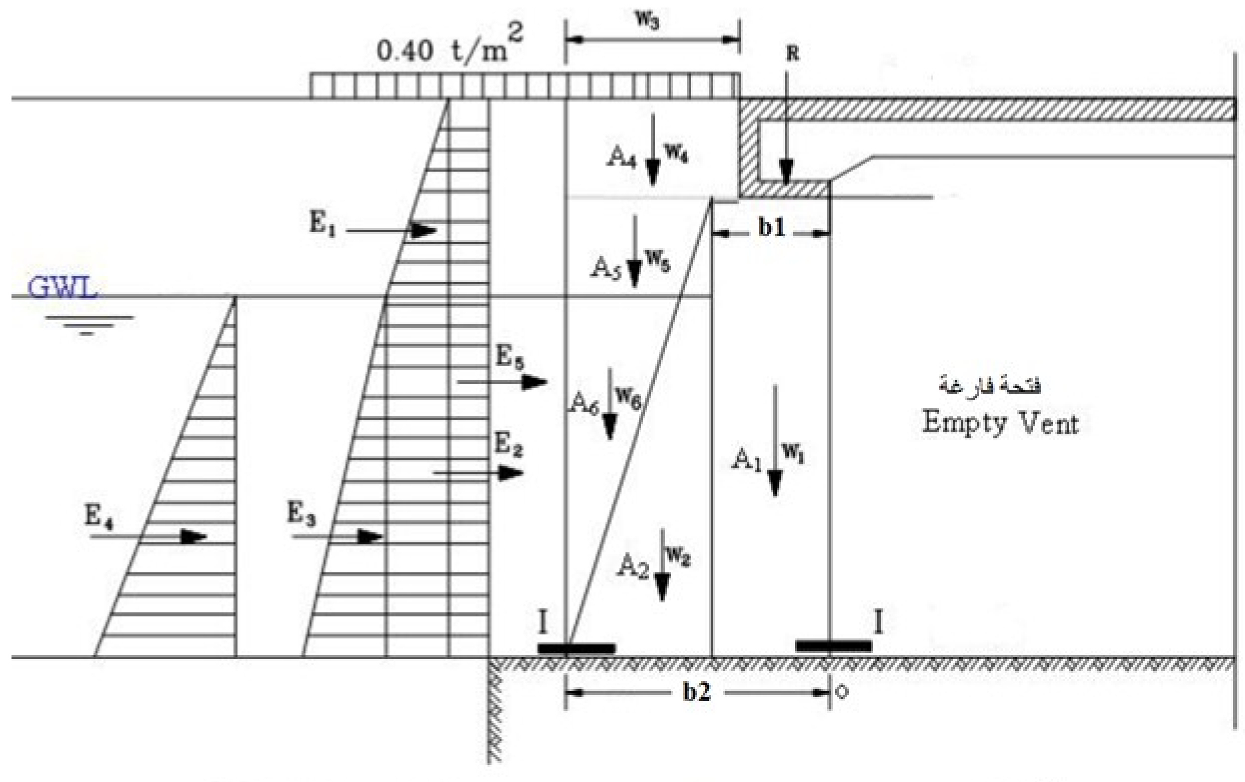
b1 = العرض العلوى للأكتاف (متر).

b2 = العرض السفلى للأكتاف (متر).

S = عرض الفتحة (متر).

H_o = إرتفاع الأكتاف (متر).

أما بالنسبة للقناطر الكبيرة فإن تلك المعادلات العملية تستخدم بطبيعة الحال فقط بغرض التقدير المبدئى، أما الأبعاد النهائية فهى ما ينتج عن التصميم على أساس فكرة الحوائط الساندة تحت شروط محددة من التحميل كما هو موضح بالشكل 4-38 . حيث يتم التأكد من أن محصلة القوى التى تؤثر على قاعدة الكتف عند المستوى I – I تقع فى نطاق الثلث الأوسط من المستوى، كما ينبغى التحقق من أن الإجهادات الحادثة على مساحة المستوى I – I (أى العرض × 1 متر) لا تتجاوز الحدود المسموح بها (لحساب الإجهادات وقيمة اللاتمركز تستخدم نفس المعادلات المستخدمة عند دراسة استقرار الركائز Piers). ولتحقيق ذلك فإنه تؤخذ الحالة الحرجة للتحميل وهى التى تكون أثناء إجراء صيانة للقنطرة During repair .



$W_1 = \gamma_{p.l.c.} \times A_1$ t/m`

$W_2 = \gamma_{p.l.c.} \times A_2$ t/m`

W_3 = weight of live load t/m`

$W_4 = \gamma_{soil} \times A_4$ t/m`

$W_5 = \gamma_{soil} \times A_5$ t/m`

$W_6 = \gamma_{saturated\ soil} \times A_6$ t/m`

$E_{1,2,3}$ = earth pressure

E_4 = water pressure

E_5 = surcharge due to LL

R = Reaction force from bridge

شكل (4-38): التحقق من استقرار أكتاف القنطرة

3-2-3-4 كبارى الطرق Road Bridges

1-3-2-3-4 البلاطات المسلحة البسيطة Simple Reinforced Slab

تستخدم البلاطات المسلحة البسيطة Simple Reinforced Slab بالنسبة للقناطر التى لا تتجاوز فتحاتها عن 3 متر. ويتكون السقف فى هذه الحالة من بلاطة واحدة أو عدة بلاطات ترتكز ارتكازاً بسيطا فوق الركائز والأكتاف (شكل 4-39)، و يمكن حساب سمك البلاطة ومساحة حديد التسليح بمقتضى المعادلات العملية التالية:

$$t_s = 14 + 4\,S \qquad (4\text{-}9)$$

حيـــث

t_s = سمك البلاطة ، سم،   S = عرض فتحة القنطرة بالأمتار.

كذلـــــــك :

$$A_s = 8 + 2\,S \qquad (4\text{-}10)$$

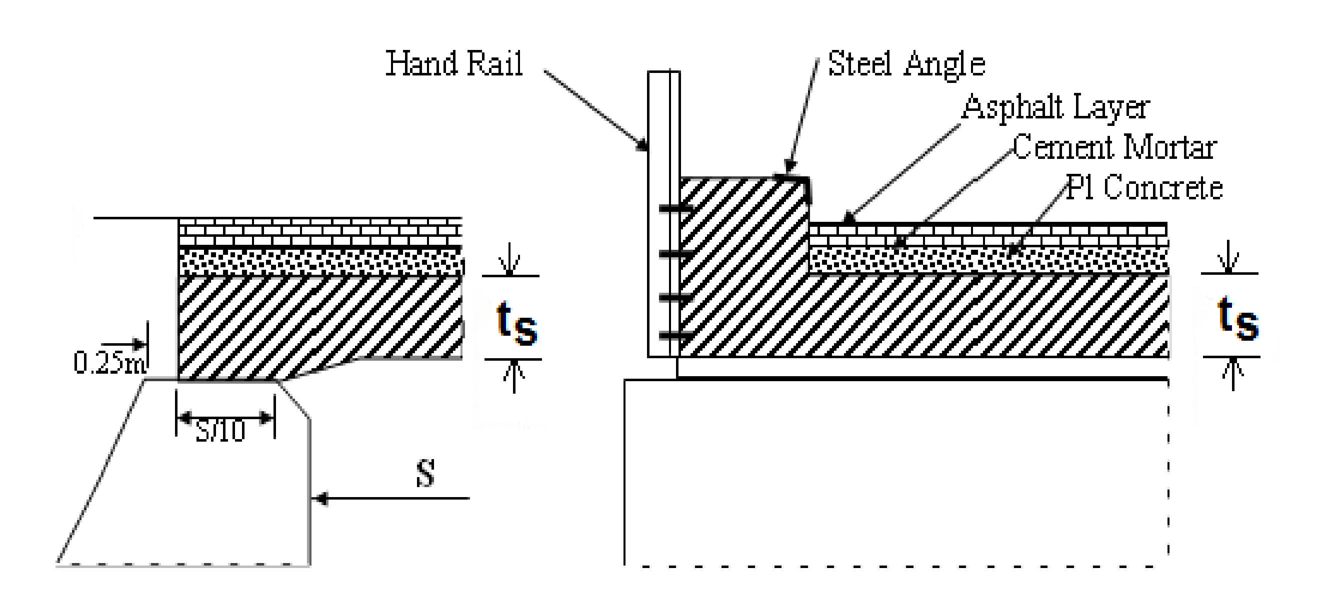
حيـــث :

A_s = مساحة حديد التسليح الرئيسى ، سم^2، S = فتحة القنطرة بالأمتار.

كذلـــك :

$$A_{s1} = 0.50\,A_s \qquad (4\text{-}11)$$

حيـــث : A_{s1} = مساحة الحديد الثانوى ، سم^2 ، A_s كما سبق فى (4-10).



شكل (4-39): الأبعاد العملية لبلاطة مسلحة بسيطة

2-3-2-3-4 الكبارى ذات الكمرات على شكل حرف T

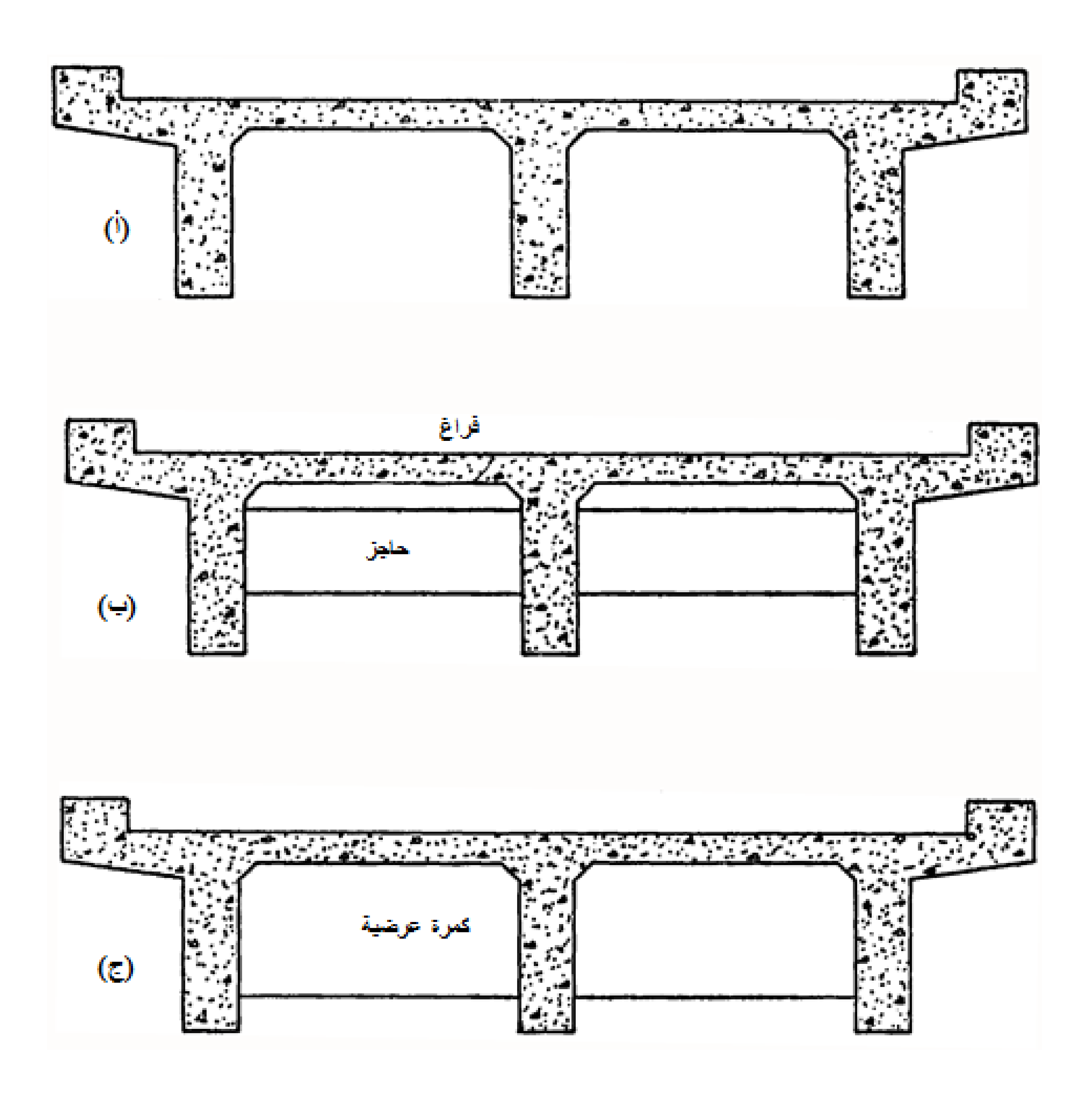
الكبارى ذات الكمرات على شكل حرف T تمثل النمط السائد للكبارى الخرسانية المسلحة ذات البحور التى تتراوح بين 3- 15 متر. وتسمى بهذا الاسم نظرا لأن الكمرات الرئيسية الطولية لهذا النوع من الكبارى تصمم بالاشتراك مع جزء من البلاطة الخرسانية للكوبرى والتى تصب كجزء واحد مع الكمرات. وتصنف الكبارى ذات الكمرات على شكل حرف T إلى ثلاثة نماذج كما هو موضح بالشكل (4-40):

أ- نموذج البلاطة والكمرة Slab and girder type وفيه ترتكز بلاطة الكوبرى وتصب كجزء واحد على الكمرات الرئيسية الطولية Main girders ولا يوجد بهذا النموذج كمرات عرضية Cross girders . وفى هذا النموذج تصمم بلاطة الكوبرى كبلاطة ذات إتجاه واحد بين الكمرات الطولية one way slab. والنظام الإنشائى لهذا النموذج ذو جساءة التواء ضعيفة مما قد يعرض قاع الكمرات الطولية لإزاحات عرضية. والشكل (4-41) يبين مساقط نمطية لقنطرة من فتحتين استخدمت فيها هذه النوع من الكبارى.

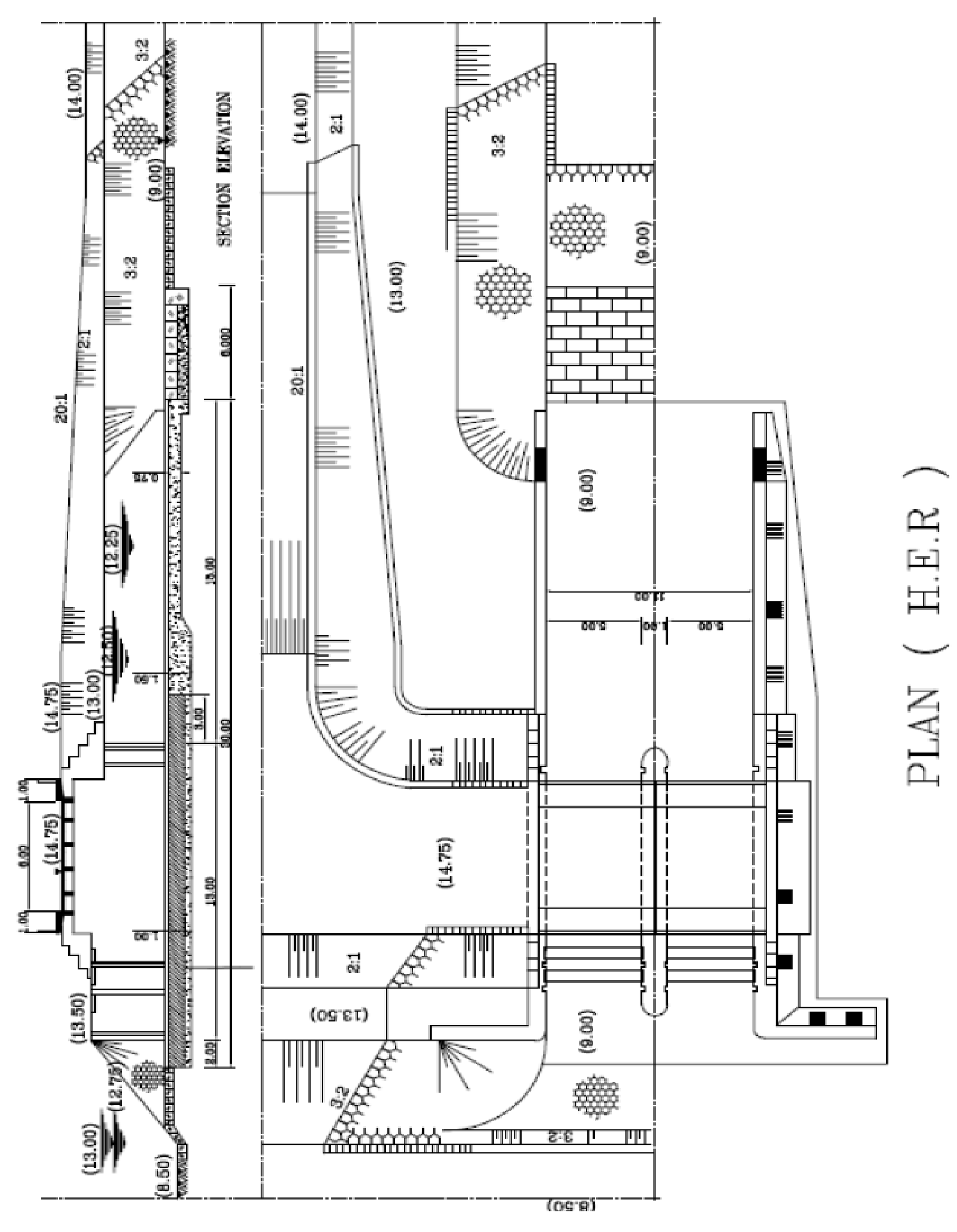
ب- نموذج البلاطة والكمرة والحاجز (Diaphragm) وفيه أيضا ترتكز بلاطة الكوبرى وتصب كجزء واحد على الكمرات الرئيسية الطولية Main girders. وتضاف الحواجز التى تربط بين الكمرات الطولية عند أماكن ارتكاز هذه الكمرات عند موضع أو أكثر من بحر هذه الكمرات. ولكن لا تمتد هذه الحواجز من أعلى حتى بلاطة الكوبرى وبذلك تتصرف هذه البلاطة إنشائيا كبلاطة ذات إتجاه واحد مرتكزة على الكمرات الطولية. ويتميز النظام الإنشائى لهذا النموذج بجساءة التواء عالية مقارنة بالنموذج السابق.

ج- نموذج الكمرة والبلاطة والكمرة العرضية Slab on Main and Cross girders type والذى يشتمل على ثلاثة كمرات عرضية على الأقل تمتد من أعلى حتى بلاطة الكوبرى وتصب فيها كجزء واحد. وفى هذا النموذج فإن بلاطة الكوبرى ترتكز من جوانبها الأربعة على الكمرات الطولية والكمرات العرضية وبذلك فإن هذه البلاطة تصمم كبلاطة ذات إتجاهين Two way slab مما يؤدى إلى الاستغلال الأمثل لصلب التسليح وإلى سمك أقل للبلاطة وبالتالى إلى تخفيض الأحمال الميتة على الكمرات الطولية الرئيسية. ويؤدى وجود الكمرات العرضية إلى زيادة جساءة الكوبرى مما ينعكس على حسن توزيع الأحمال المركزة على الكمرات الطولية كما يؤدى - مع اعتبار بلاطة الكوبرى بلاطة ذات إتجاهين - إلى زيادة المسافة بين الكمرات الطولية وبالتالى تقليل عددها وينعكس ذلك على تقليل نفقات إنشاء الكوبرى.

وطبقاً للكود المصرى للموارد المائية وأعمال الرى فإن نموذج "ج" ذا الكمرة والبلاطة والكمرة العرضية يعطى أقل ترخيم وأفضل توزيع للأحمال المركزة وأعلى حمل أقصى فإنه يوصى بإستخدام هذا النموذج حيثما كان هذا ممكنا.



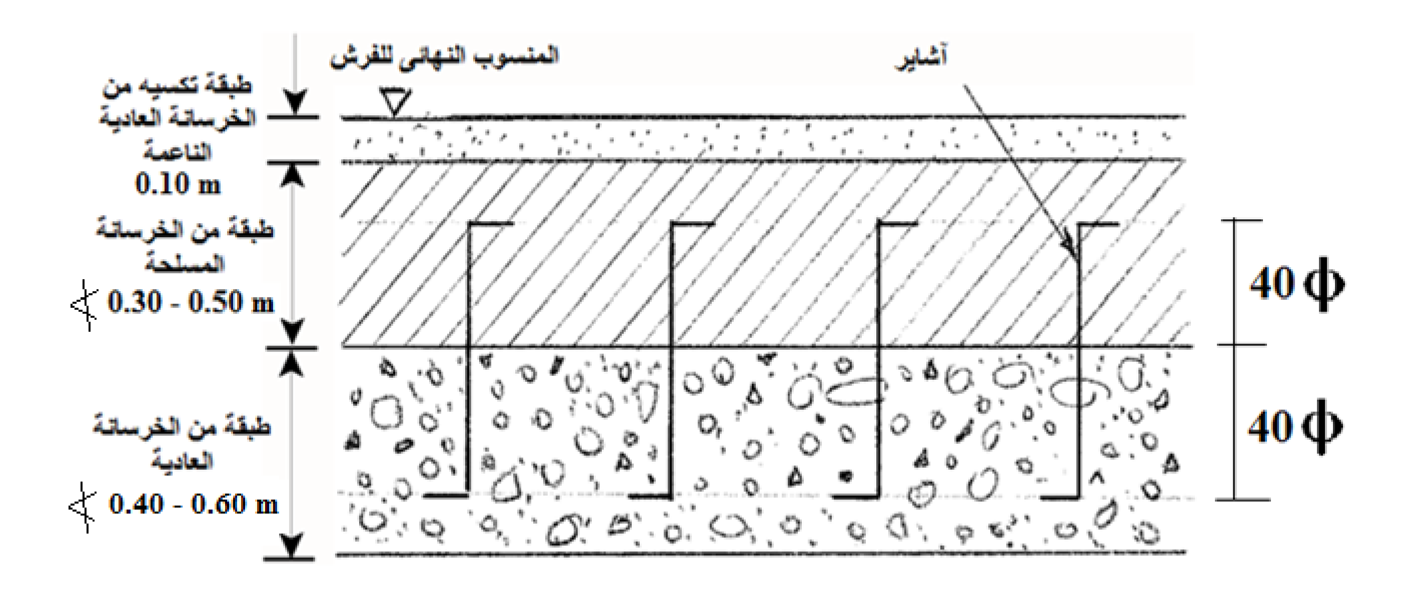
شكل (4-40): قطاعات نمطية لكبارى ذات كمرات على شكل حرف T



شكل (4-41) : مساقط نمطية لقنطرة استخدمت فيها بلاطة من الخرسانة المسلحة مرتكزة على كمرات طولية

4-2-3-4 فروشات القناطر Aprons of Regulators

تتكون الفروشات أسفل القناطر إما من الخرسانة العادية أو من طبقة من الخرسانة العادية تعلوها طبقة أخرى من الخرسانة المسلحة وذلك فى حالة وجود إجهادات شد بالفروشات تزيد عن 12 - 14 كجم/سم^2. وتقتضى الخبرات المعمول بها حالياً ألا يقل سمك طبقة الخرسانة المسلحة عن 30-50 سم.ويتم الربط بين طبقة الخرسانة العادية وطبقة الخرسانة المسلحة باستخدام أشاير (dowels) بحيث توضع إشارة لكل مساحة مربعة لا تزيد عن 40 x 40 سم عبارة عن سيخ بطول 80 ϕ حيث ϕ قطر السيخ والذى يبلغ عادة 13 مم فى القناطر الصغيرة والمتوسطة و16 مم فى القناطر الكبيرة . والغرض من وجود هذه الأشاير ضمان عمل كل من الطبقتين مع بعضهما فى مقاومة الأحمال والضغوط المعرضة لها الفروشات وعزوم الإنحناء وقوى القص تقاوم عادة بطبقة الخرسانة المسلحة فقط. كما يتم وضع طبقة من الخرسانة الناعمة أعلى سطح طبقة الخرسانة المسلحة بسمك 10 سم وذلك لمقاومة التآكل نتيجة لسريان المياه فوق الفرش. ويوضح الشكل (4-42) الطبقات المكونة لفرش القناطر.



شكل (4-42) : الطبقات المكونة لفرش القناطر

1-4-2-3-4 التصميم فى الاتجاه العرضى لأجزاء الفرش المحصورة بين الركائز Apron between Piers

يجب أن يوفر تصميم الفرش فى الاتجاه العرضى Transversal direction توزيعاً للأحمال والأوزان الخاصة بالدعامات الوسطى (البغال) والدعامات الطرفية (الأكتاف) ونقلها إلى التربة تحت فرش القنطرة بما لا يتعدى الحدود الآمنة لاحتمال التربة Bearing capacity.

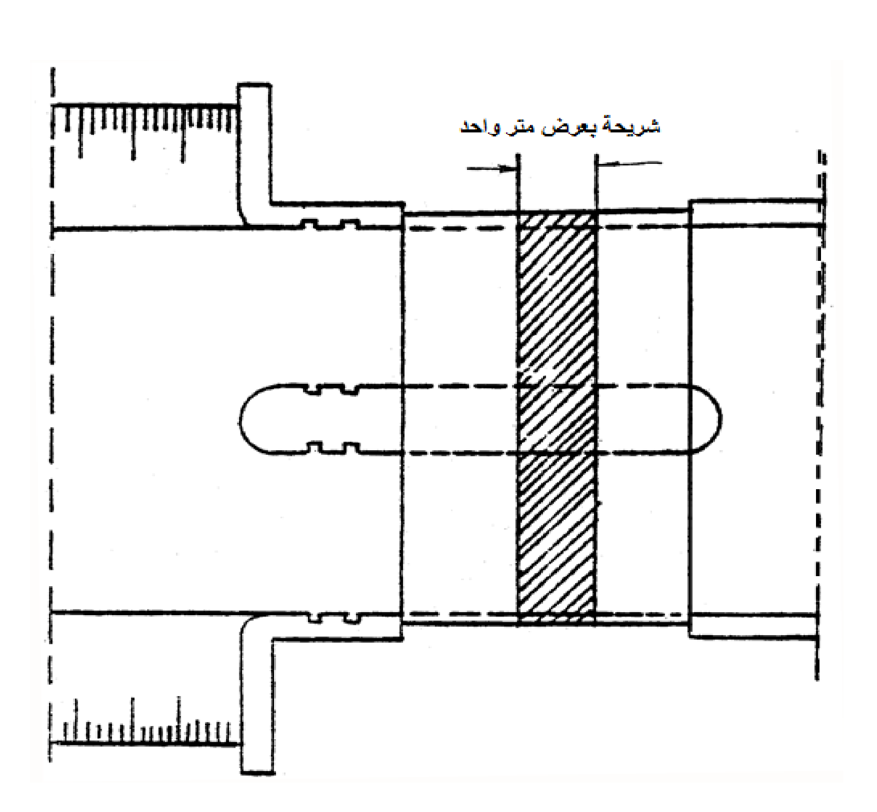
وبالنسبة للقناطر المتوسطة فإنه يتم فرض قيمة (t_f) بالمتر من المعادلتين التاليتين أيهما أكبر إذا ما كان الفرش يتكون من الخرسانة العادية :

$$t_f = (0.80 \text{ to} 1.00)\sqrt{H} \quad (4\text{-}12)$$

$$t_f = S/4 + 0.5\sqrt{H} \quad (4\text{-}13)$$

حيث (H) هو أكبر ضاغط مائى تتعرض له القنطرة ، (S) هو العرض الحر للفتحة. ويشمل سمك الفرش لهذا الجزء (t_f) كلا من طبقتى الخرسانة العادية أو العادية والمسلحة. ويتم التأكد من صلاحية قيمة السمك (t_f) لمقاومة الاجهادات الناتجة عن عزوم الانحناء وقوى القص، ولتحقيق ذلك فإنه تؤخذ الحالة الحرجة للتحميل وهى التى تلى مرحلة الإنشاء مباشرة وقبل مرور الماء بالقنطرة. وبالتالى فإنه لا يوجد ضغط هيدروستاتيكى على أكتاف القنطرة نظرا لعدم وجود ماء وكذا لا توجد ضغوط تعويم لنفس السبب أيضا. وبالتالى فإن خطوات التصميم لفرش القنطرة المتماثلة تكون كما يلى (حالة ما إذا كان عرض الفتحة الحر (S) أقل من 10 متر).

1- يمكن اعتبار شريحة الفرش تحت كوبرى القنطرة بعرض 1 متر كما هو مبين بالشكل (4-43) ثم رسم قطاع القنطرة عند هذه الشريحة كما هو موضح بالشكل (4-44).



شكل (4-43) : إجراء حسابات سمك الفرش تحت كوبرى القنطرة لشريحة عرضها متر واحد

2- يتم أخذ حمل حى موزع بإنتظام على سطح الكوبرى 2.5 طن / متر مربع والذى يتضمن معامل الاصطدام Impact Coefficient .

3- يمكن فرض أبعاد الكوبرى ثم تحسب قيمة ردود الفعل عند نقط الارتكاز R_b والناتجة عن إضافة الحمل الحى مع الحمل الميت.

4- باعتبار أن الفرش والذى يبلغ طوله (L) كتلة صلبة وأنه سيعمل ككمرة مقلوبة مستمرة فإن رد الفعل للتربة سيكون منتظما ومساويا القيمة (δ) التى يمكن حسابها كالتالى:

أ- حالة القناطر المتماثلة Symmetrical loaded regulators :

$$\delta = [(2w_1 + 2w_2 + \ldots\ldots + 2w_8) + 4R_b + W_p + W_f] / (L \times 1)$$

حيث

W_p = وزن الدعامة الوسطى ، W_f وزن الفرش وذلك للمتر الطولى

ب- حالة القناطر الغير متماثلة Unsymmetrical loaded regulators :

$$\delta_{12} = \frac{\sum W}{L \times 1.0}\left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

وفى كلا الحالتين يجب ألا يتعدى الضغط على التربة الإجهاد الآمن لها ويمكن الاسترشاد بالقيم الآتية لجهد التحميل الآمن للتربة من واقع تصنيفها.

Medium stiff Clay	0.70 Kg/cm^2
Agriculture Soil	1.00 Kg/cm^2
Silty Clays	1.25 Kg/cm^2
Clayey Silts	1.50 Kg/cm^2
Silt and Fine Sands	2.00 Kg/cm^2
Nile Soils	2.25 Kg/cm^2

5- يتم رسم وحساب توزيع الأحمال Load diagram (P) طن / متر مربع على المستوى السفلى للفرش M-M كما هو مبين بالشكل (4-44) ب.

أ- لحساب توزيع الأحمال عند الحافة الخارجية للفرش Outer edge B-C

$$f_B = f_C = \frac{W_7 + W8}{L_{BC}}$$

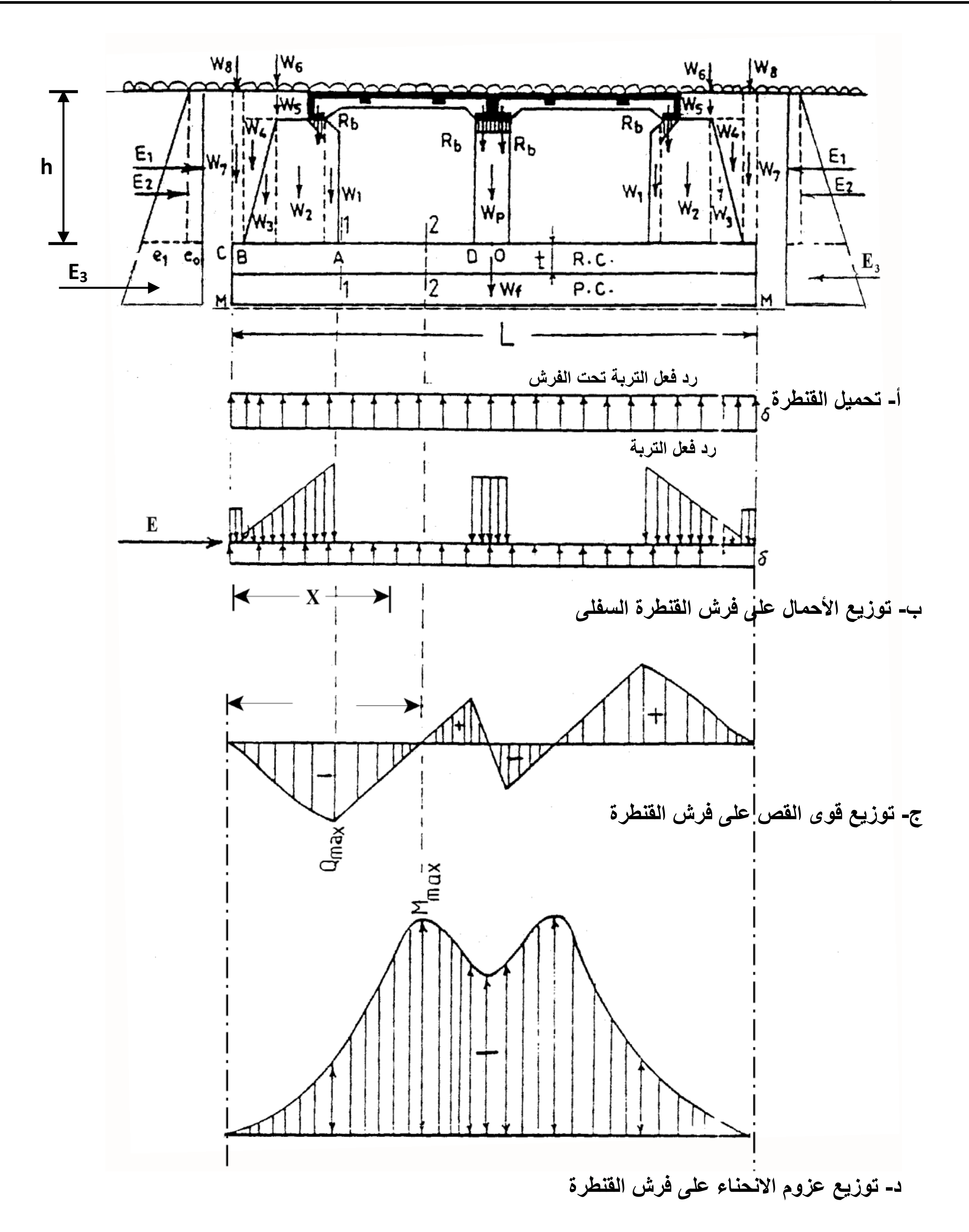
ب- لحساب توزيع الأحمال عند قاعدة كتف القنطرة The abutment base

$$f_{AB} = -\frac{R_b + \sum_1^6 W}{L_{AB}}\left(1 \pm \frac{6e}{L_{AB}}\right)$$

ت- لحساب توزيع الأحمال عند قاعدة ركيزة القنطرة The pier base

$$f_D = f_O = \frac{2R_b + W_p}{L_{DO}}$$

6- يتم حساب قوى القص S.F.D وكذا عزوم الانحناء B.M.D وذلك على اعتبار أن قطاع الفرش ذو جساءة عالية، وتكون أقصى قوى قص عند القطاع (1-1) عند حافة كتف القنطرة وعند القطاع (2-2) تنعدم قوى القص The point of zero shear ويبلغ عزم الانحناء قيمته القصوى.



شكل (4-44) : طريقة حساب سمك الفرش فى الاتجاه العرضى

أولاً : فرش القنطرة من الخرسانة العادية Plain Concrete Apron

إذا كان فرش القنطرة من الخرسانة العادية يكون إجهاد القص الأقصى q_{max} عند القطاع 1-1 ويعطى بالمعادلة :

$$q_{max} = \frac{3}{2}\frac{Q_{max}}{100\ t_f} \ngtr 5.0\ Kg/cm^2 \qquad (4\text{-}14)$$

حيث (t_f) سمك الفرشة الخرسانية بالسنتيمتر.

وتكون أقصى إجهادات ناتجة عن عزم الانحناء عند القطاع 2-2 وتعطى بالمعادلة :

$$f_t = \frac{-E}{100\ t_f} \pm \frac{6\ M}{100\ t_f^{\ 2}} \ngtr f_{allowable} \qquad (4\text{-}15)$$

وبصفة عامة فإنه يوجد شد فى الشرائح العليا من الفرش والذى يجب ألا تزيد إجهادات الشد عنده عن 12 كجم / سم^2 ويوجد ضغط فى الشرائح السفلى من الفرش والذى يجب ألا تزيد قيمته عن 45 كجم / سم^2 .

وبوجه عام يفضل ألا تستخدم الخرسانة العادية فقط فى إنشاء الفرش حتى ولو كانت تتحمل الإجهادات الناتجة وذلك لتفادى حدوث شروخ بها نتيجة الانكماش وبالتالى يفضل أن يكون الفرش من الخرسانة المسلحة.

ثانياً: فرش القنطرة من الخرسانة المسلحة Reinforced Concrete Apron

يمكن تعيين أقصى عزم انحناء (M) عند القطاع 2-2 بالشكل (4-44) بالكيلوجرام سنتيمتر وكذلك قوة الضغط (N) المصاحبة بالكيلوجرام ويتم حساب سمك الفرش الفعال (d) بالسنتيمتر ومساحة حديد التسليح (As) بالسنتيمتر المربع من المعادلات التالية :

$$d = K_1 \sqrt{M / 100} \qquad (4\text{-}16)$$

$$As = (M / K_2 d) - (N / 1000) \qquad (4\text{-}17)$$

مع مراعاة نسبة حديد تسليح ثانوى لا تقل عن 25% ، ويتم اختيار كل من المعاملين K_1, K_2 على أساس:

$(fc = 45\ Kg/cm^2\ ,\ fs = 1000\ Kg/cm^2 \text{ and } n = 10)$

حيث

fc = إجهاد الضغط المسموح به فى الخرسانة

fs = إجهاد الشد المسموح به فى حديد التسليح

n = نسبة معامل مرونة الحديد إلى معامل مرونة الخرسانة

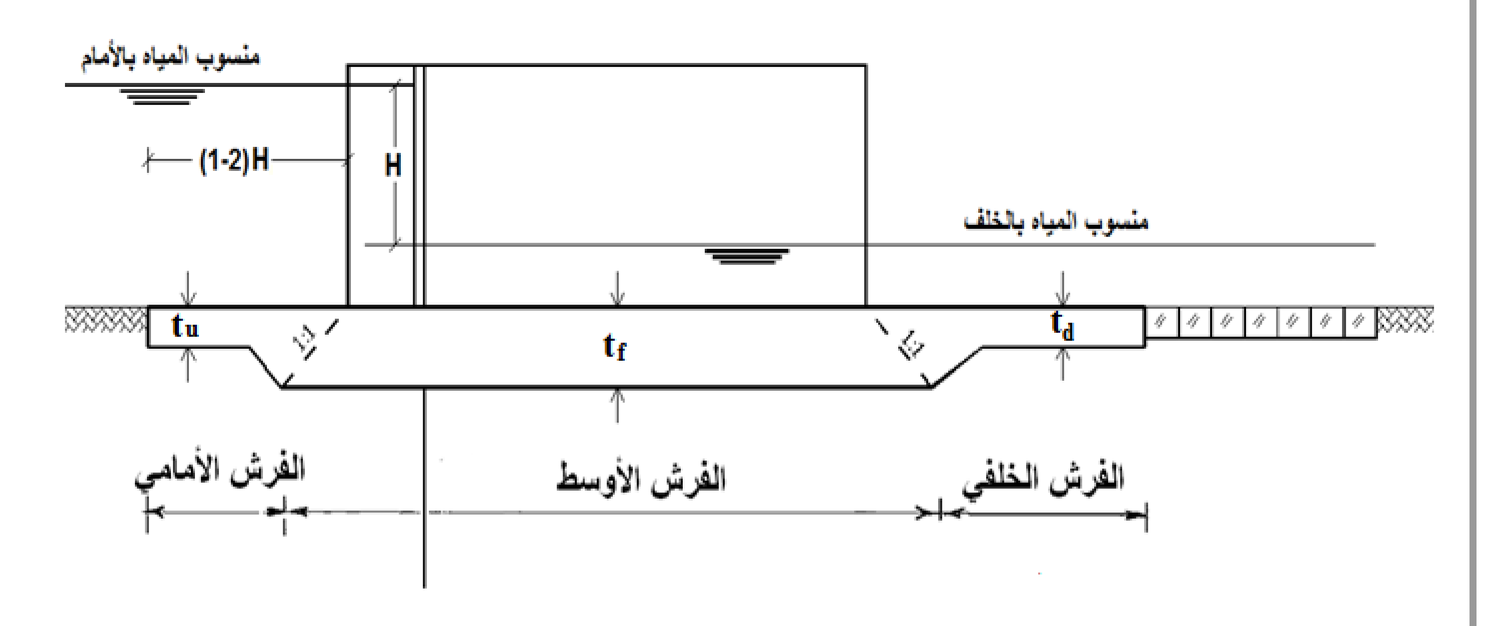
وتكون أقصى إجهادات قص عند القطاع 1-1

$$q_{max} = Q_{max} / 100\ d \ngtr 5\ Kg/cm^2 \qquad (4\text{-}18)$$

2-4-2-3-4 تصميم الفرش فى الاتجاه الطولى Longitudinal Direction

يجب أن يوفر تصميم الفرش فى الاتجاه الطولى حماية للقنطرة من ظاهرة نخربة التربة Undermining أسفلها نتيجة لسريان المياه وذلك بتوفير الطول اللازم الذى يضمن عدم حدوث هذه الظاهرة. كما يوفر الأمان من عدم حدوث ظاهرة النحر المحلى بقاع المجارى المائية خلف القناطر Downstream scour وذلك عن طريق توفير طول الفرش اللازم لتحدث فوقه القفزة الهيدروليكية Hydraulic jump للتخلص من السرعات الزائدة والاضطرابات المصاحبة لخروج المياه من الفتحات (لمزيد من التفاصيل يُرجع للفصل الأول).

وبصفة عامة فإنه يمكن تقسيم الفرش فى الاتجاه الطولى إلى ثلاثة أجزاء رئيسية هى: الجزء الأمامى والأوسط والخلفى (شكل 4-45).



شكل (4-45) : قطاع طولى يمر بإحدى فتحات القنطرة

أ- الجزء الأمامى من الفرش Upstream Apron

وهذا الجزء من الفرش هو الجزء الواقع من بداية الفرش وحتى مقدمة دعامات القنطرة (شكل 4-45). وفى هذا الجزء من الفرش يوجد عمق مائى كبير فى الأمام ويكون محصلة وزنه بالإضافة إلى وزن الفرش إلى أسفل أكثر من قوة الدفع الرأسى من أسفل إلى أعلى والمتولدة من الماء المتسرب (Uplift) وبذلك فإن محصلة هذه القوى الرأسية جميعها تكون من أعلى إلى أسفل. وبالتالى فإنه يمكن فرض سمك هذا الجزء من الفرش (t_u) مساوياً تقريبا لنصف سمك الفرش فى الجزء الأوسط (t_f) ، بحيث لا يقل السمك فى هذا الجزء عن 1.00 م وهى القيمة الدنيا لسمك فرش القنطرة. ويكون طول الفرش أمام مقدمة الركيزة فى حدود (1to 2 H)، حيث (H) هو أكبر ضاغط مائى تتعرض له القنطرة. وإذا كان طول هذا الجزء الأمامى أقل من 2 متر فإنه يجب أن يكون سمكه مساويا لسمك الجزء التالى له والواقع تحت دعامات القنطرة وذلك حتى يمكن تفادى حدوث أى شروخ بين هذا الجزء والجزء الذى يليه مما يقلل طول خط الرشح الأمر الذى يؤثر على سلامة القنطرة.

ب- الجزء الأوسط من الفرش Middle Apron

سمك الفرش فى هذا الجزء (t_f) يكون هو نفس سمك الفرش المستنتج من تصميم الفرش فى الاتجاه العرضى (أنظر الفقرة المتعلقة بتصميم الفرش فى الاتجاه العرضى). وبالنسبة للتأكد من صلاحية سمك الفرش فى مقاومة الضغوط البيزومترية تستخدم المعادلة التالية:

$$\mathbf{t_f = (1.3\ h_f) / (\gamma_f - 1)} \qquad (4\text{-}19)$$

حيث

h_f = قيمة ضاغط التعويم بالمتر ويتم حسابها برسم منحنى الضغوط البيزومترية Piezometric head diagram

γ_f = التثاقل النوعى (النسبة بين وزن وحدة الحجوم لخرسانة الفرش والوزن النوعى للماء)

وبصفة عامة إذا ما كان عرض الفتحة يساوى أو أقل من 10 متر ($S \le 10$ m) فإنه يهمل التأكد من قيمة صلاحية قيمة (t_f) المفروضة. أما إذا كانت قيمة عرض الفتحة أكبر من 10 متر ($S > 10$ m) فإنه يتم التأكد من صلاحية سمك هذا الجزء لمقاومة ضغط ماء الرشح وكذلك الاجهادات الناتجة عن عزوم الانحناء وقوى القص.

ج- الجزء الخلفى من الفرش Downstream Apron

وهو الجزء من الفرش الذى يبدأ من خلف نهايات دعامات القنطرة وحتى نهاية الفرش(شكل 4-45). ويمكن حساب سمك هذا الجزء من الفرش من المعادلة الآتية فى حالة استخدام خرسانة عادية :

$$\mathbf{t_d = (1.3\ h_d) / (\gamma_f - 1)} \qquad (4\text{-}20)$$

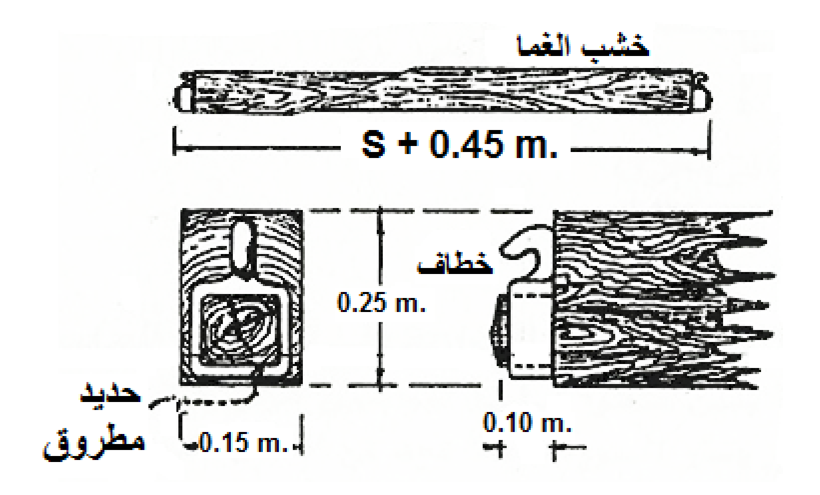
حيث (γ_f) تساوى التثاقل النوعى Specific Gravity لخرسانة الفرش و (h_d) بالمتر ، (t_d) بالمتر وأقل قيمة لسمك هذا الجزء هو 1.00 م. وفى حالة ما إذا كان هذا الجزء طويلا جدا فإنه من المستحسن أن يتم تغيير سمكه تدريجيا حسب قيمة الضاغط البيزومترى والتى تقل فى اتجاه الخلف.

وطول هذا الجزء يجب أن يكون كافيا لمنع حدوث نحر محلى بقاع المجرى خلف القناطر. ويعين سمك هذا الجزء من الفرش لمقاومة قوى التعويم فى الأساس (لمزيد من التفاصيل ، يُرجع للفصل الأول).

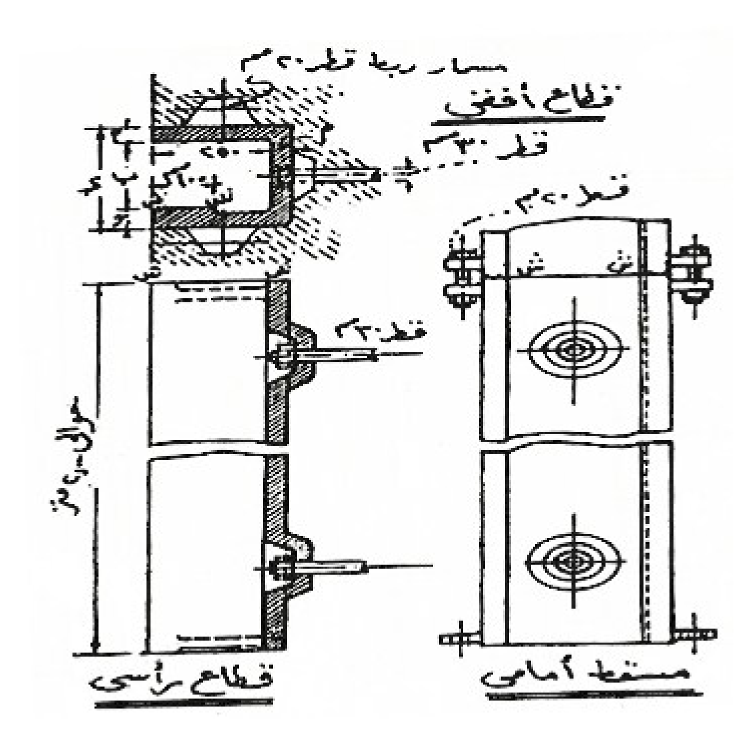
5-2-3-4 الأدوات المستخدمة فى الموازنة على القناطر Devices Used for Regulation

1-5-2-3-4 أخشاب الغمـــا الأفقية Horizontal Timber Logs

تستخدم أخشاب الغما الأفقية بأبعاد كما هو مبين بالشكل 4-46 فى إغلاق فتحات القناطر ذات العروض التى لا تتعدى 3 متر، وذلك غالباً فى الأعمال المؤقتة. وتنزلق هذه الكمرات داخل مجارى رأسية (درونكات) موجودة فى دعامات القنطرة ، ويبين الشكل 4-47 قطاعات الحديد الزهر التى تثبت بالركائز لتعمل كمجرى لأخشاب الغما، ومن المألوف ان تعد مشايات من الخشب والخرسانة المسلحة ، (شكل 4-48)، لتسهيل التشغيل .

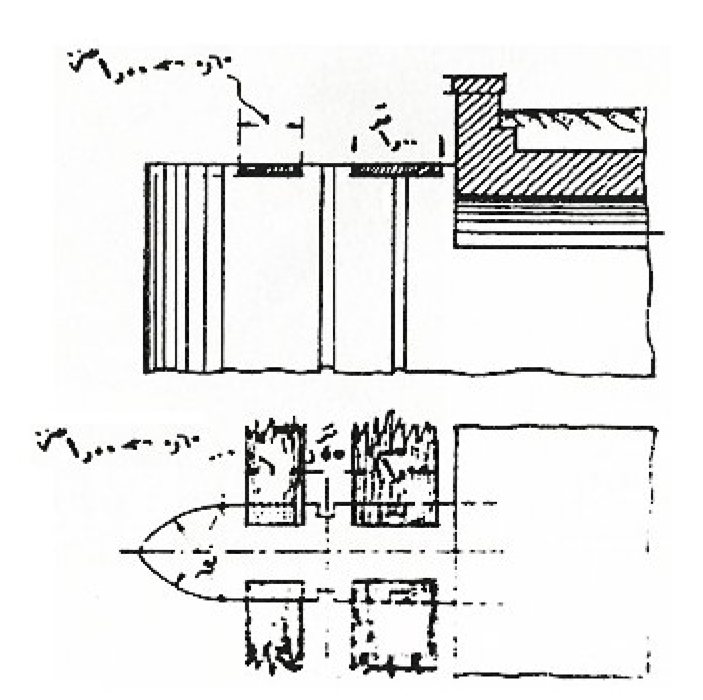


شكل (4-46): أخشاب الغما الأفقية



- قطاع المجرى من الحديد الزهر بأطوال حوالى مترين.
- الأسطح المشار اليها ش- ش تسوى تماما (تشطب جيداً) قبل التربيط.
- مسامير الربط (قطر 30 مم) تصل من وجه الركيزة إلى الوجه الأخر، أى يكون أحد طرفيها مربوط فى مجرى والطرف الاخر مربوط فى المجرى المقابل.
- بالنسبة للمجرى المثبت بالكتف، فإن مسمار الربط يصل حتى سطح حائط الكتف الملاصق للأتربة حيث يتم ربطه فى لوح من الصلب ملتصق بالمبانى.

شكل (4-47): القطاعات التى تثبت بالركائز لتعمل كمجرى لأخشاب الغما



ملحوظة :

عادة تستخدم هياكل خشبية أو معدنية صغيرة تتحرك على أربع عجلات ومزودة بروافع بسيطة لرفع وإنزال أخشاب الغما.

شكل (4-48) المشابات لتسهيل التشغيل اثناء عمل الموازنة

2-5-2-3-4 البوابات الصلب الرأسية الصغيرة Small Steel Gates

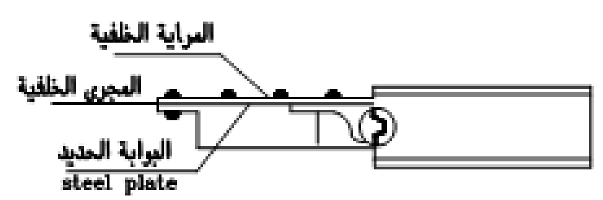
يبين الشكل 4-49 نوعاً من البوابات الرأسية الصغيرة يستخدم عادة للموازنة على المنشأت المقامة على قنوات التوزيع الصغيرة والقنوات الحقلية، مثل موزعات الرى والموزعات ذات السقوط ومنشأت السقوط وأعمال الحجز أو لإغلاق خطوط الأنابيب الحاملة للتصرفات المائية وما إلى ذلك.

3-5-2-3-4 البوابات الرأسية طراز فهمى حنين Fahmy Hanein Type Gate

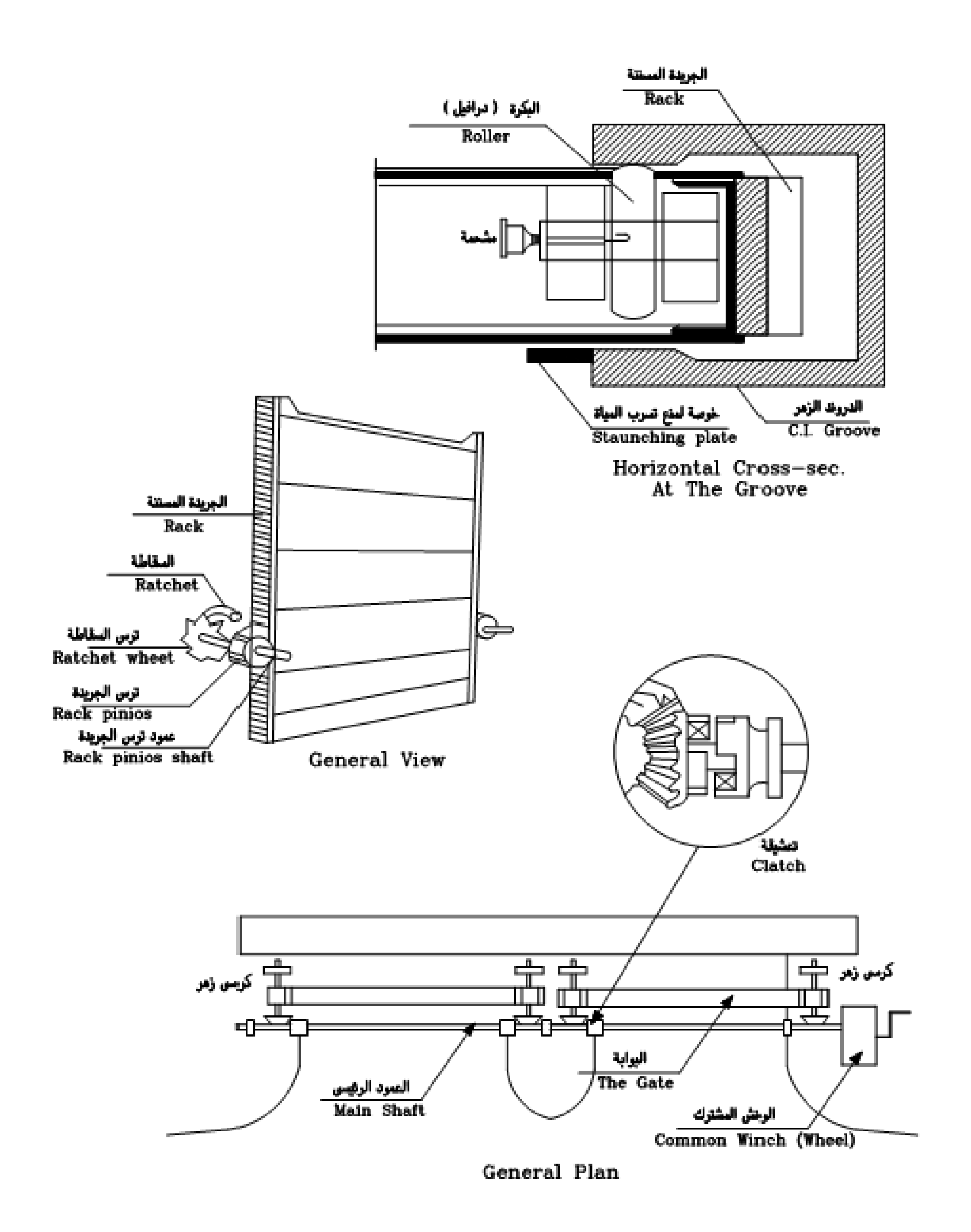
تستخدم عادة البوابات الرأسية طراز فهى حنين بالنسبة للأعمال المتوسطة مثل القناطر التى لا تتجاوز فتحاتها 3.50 متر عرض، وتتحرك البوابة طراز فهمى حنين بواسطة لوح مسنن (يسمى الجريدة) Rack على كل من جانبيها تنتقل اليه الحركة على طريق تروس متصل بالونش .

والشكل 4-50 يبين منظورا مبسطا للبوابة ومسقطا افقيا عاما، وكذلك الشكل العام لمجرى البوابة وبكرات الانزلاق.

اعلى الوردة
عمود قلاووظ
Screw
المراية الخلفية
باب حديد
المجرى الخلفية
جاشمة نحاس
Steel Plate
ق
زاوية لتقوية الباب
Frame of steel angles



شكل (4-49): بوابة رأسية للموازنة على المنشأت الصغيرة



شكل (4-50): مساقط تخطيطية توضح التصميم العام لبوابة حنين

4-5-2-3-4 البوابات ذات الألواح والمدعمة بكمرات حديدية Ribbed Steel Gates

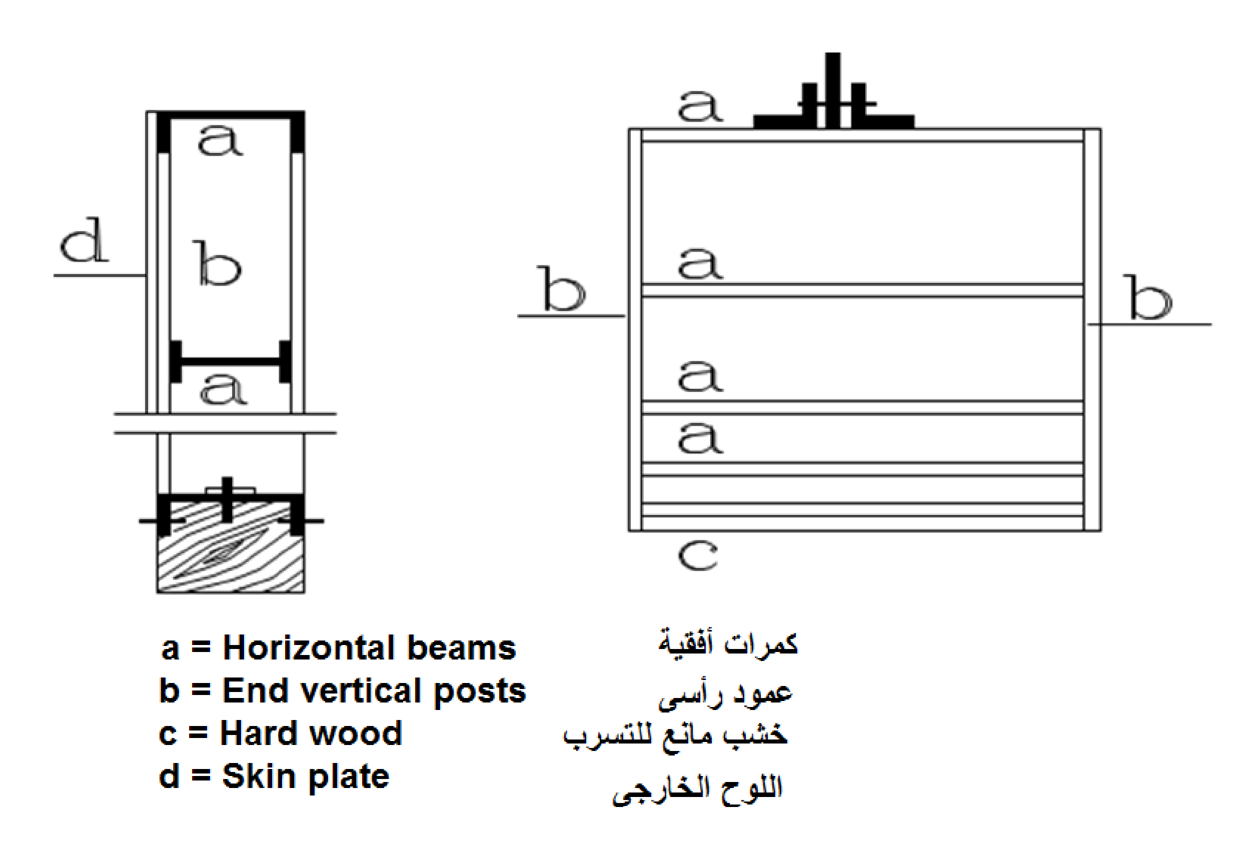
فى هذا النوع من البوابات يتم تثبيت الألواح الحديدية Skin plates علـى كمرات ذات مقطع علـى شكل (I) أو على شكل مجرى Channel . وهناك نوعان من البوابات الرأسية :

1- بوابات مدعمة أفقياً Horizontally Ribbed Gates.

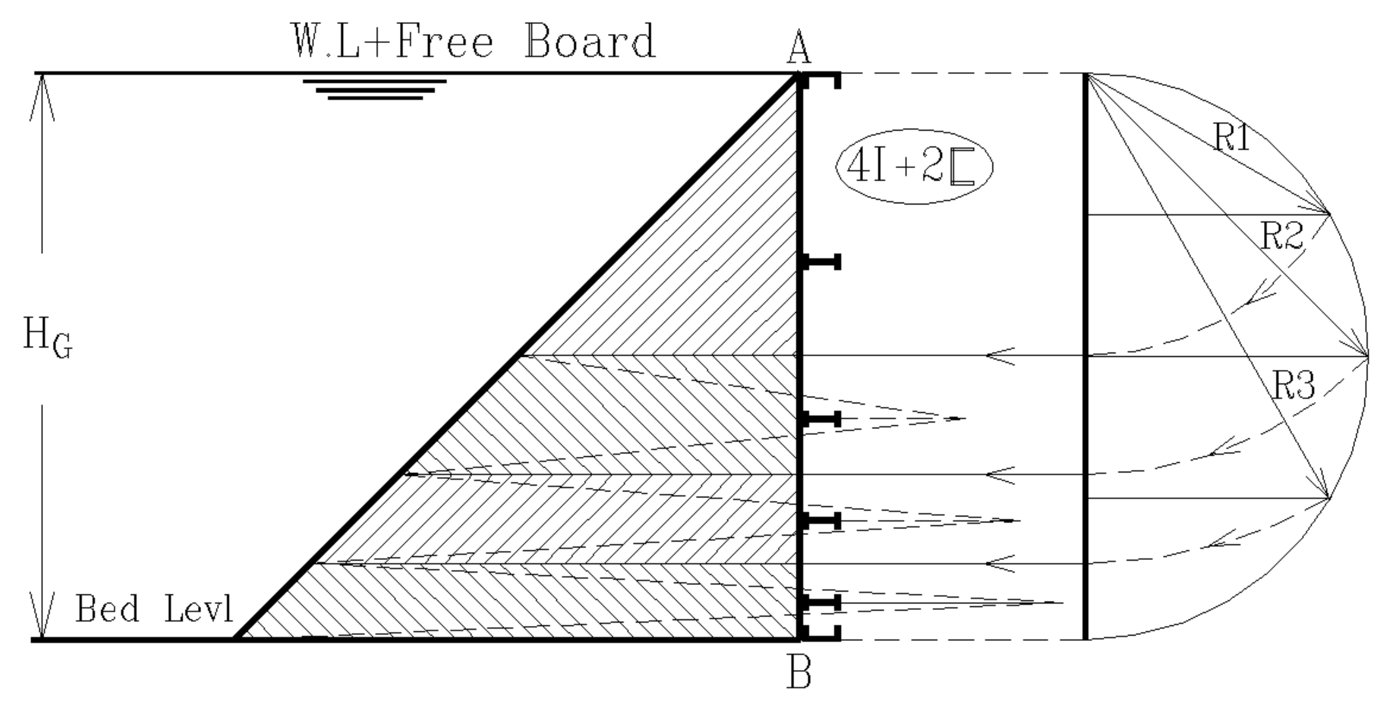
2- بوابات مدعمة أفقيا ورأسياً Horizontally and Vertically Ribbed Gates .

أولاً: البوابات مدعمة أفقياً Horizontally Ribbed Gates

فى هذا النوع من البوابات تنتقل ضغوط المياه من اللوح الخارجى للبوابة إلى كمرات أفقية ومنها إلى العمودين الرأسيين "b" (شكل 4-51). وتوضع الكمرات الحديدية على مسافات يتم تحديدها بعد بيان شكل توزيع الضغط الأستاتيكى للماء حيث يتم تقسيمه إلى مساحات متساوية ويتم وضع الكمرات الحديدية عند مراكز ثقل Center of Gravity هذه المساحات، مع الأخذ فى الاعتبار أنه يجب ألا تزيد المسافة بين الكمرة العليا والنقطة Aعن ($0.40\ H_G$) وألا تقل المسافة بين الكمرة السفلى والنقطة B عن (0.12 to $0.18\ H_G$) وذلك كما هو مبين فى الشكل (4-52).



شكل (4-51): البوابات المدعمة أفقياً – شكل تخطيطى



شكل (4-52) : تحديد أماكن الكمرات الأفقية

وإذا كانت الأعماق المائية بالأمام تزيد عن 4 متر وإذا ما كانت المساحة السطحية للبوابة الواحدة (A_G) أكبر من 15 مترا مربعاً ولتقليل قوى الرفع المطلوبة لرفع البوابة، ففى هذه الحالة يتم استخدام البوابات المزدوجة Double gates ، ويراعى أن يكون هناك تداخل بين كل من البوابتين العليا والسفلى مقداره 0.20 متر وتكون البوابة العليا أعلى من أقصى منسوب بالأمام بمقدار 0.25 متر كما هو موضح بالشكل (4-53) .

وبالتالى فإنه يمكن تعيين إرتفاع كل بوابة منهما بالمتر من المعادلة الآتية :

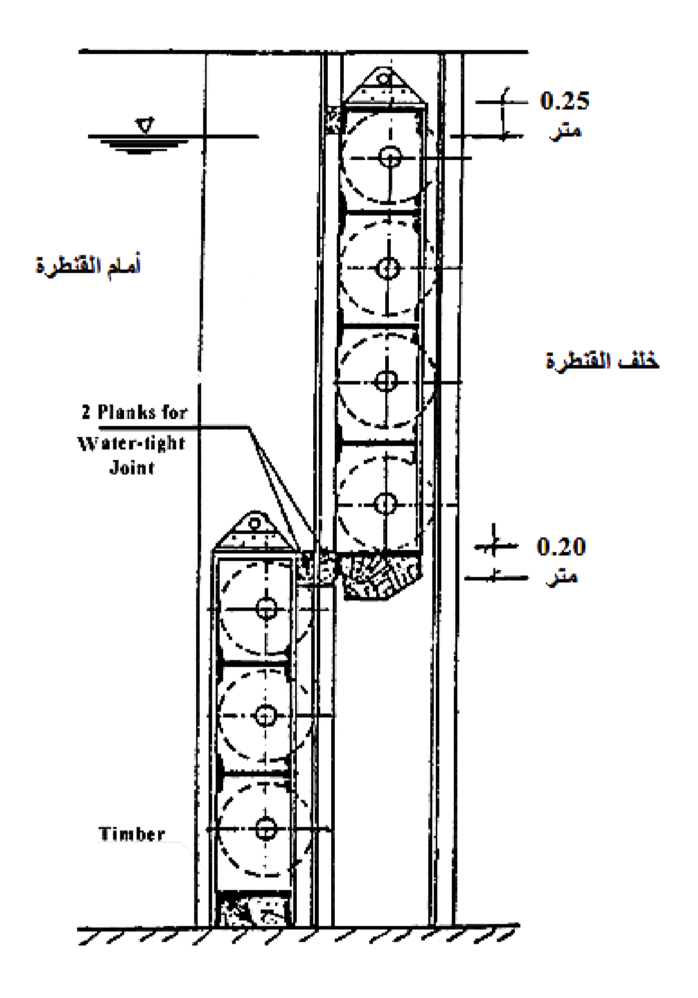
إرتفاع البوابة (H_G) = العمق المائى الأقصى بالأمام + 0.25 **(حالة استخدام بوابة مفردة)**

إرتفاع البوابة (H_G) = (العمق المائى الأقصى بالأمام + 0.25 + 0.20) / 2 **(حالة استخدام بوابة مزودجة)**

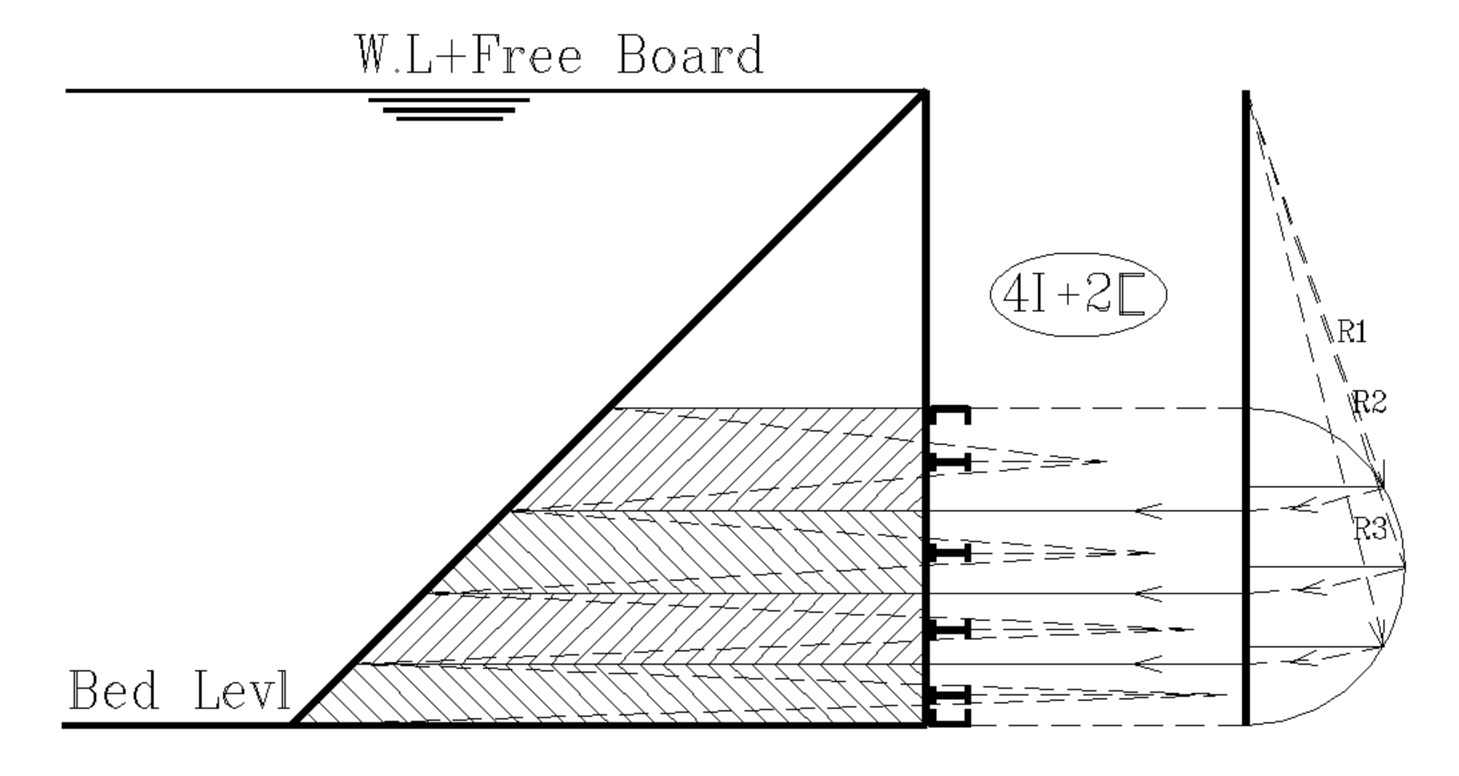
عرض البوابة (B_G) = عرض الفتحة + 0.40

المساحة السطحية للبوابة (A_G) = H_G x B_G

ويكون مؤشر ضغوط المياه على البوابة السفلى فى حالة استخدام البوابات المزدوجة على الشكل شبه المنحرف بدلاً من المثلث، وفى هذه الحالة تتبع الطريقة المبينة بالشكل 4-54 لتحديد أماكن الكمرات الأفقية للبوابات السفلى.



شكل (4-53) : البوابات المزدوجة Double gates



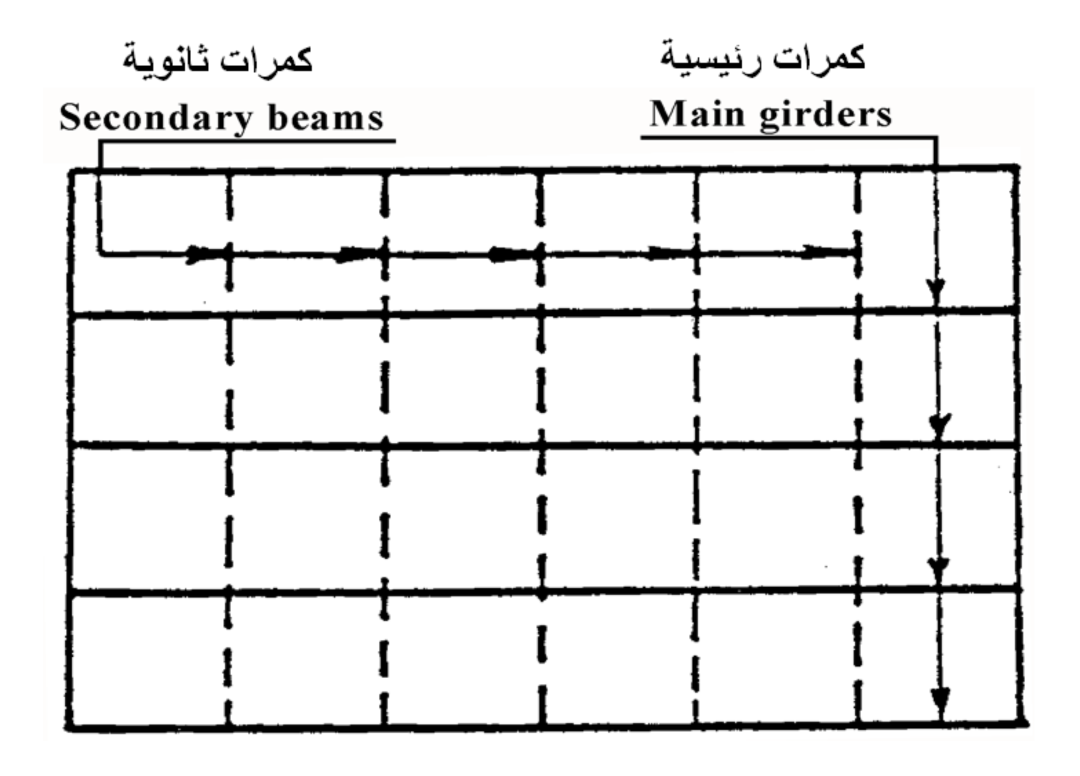
شكل (4-54) : تحديد أماكن الكمرات الأفقية فى حالة البوابات المزدوجة

ثانياً: البوابات مدعمة أفقياً ورأسياً Horizontally and Vertically Ribbed Gates

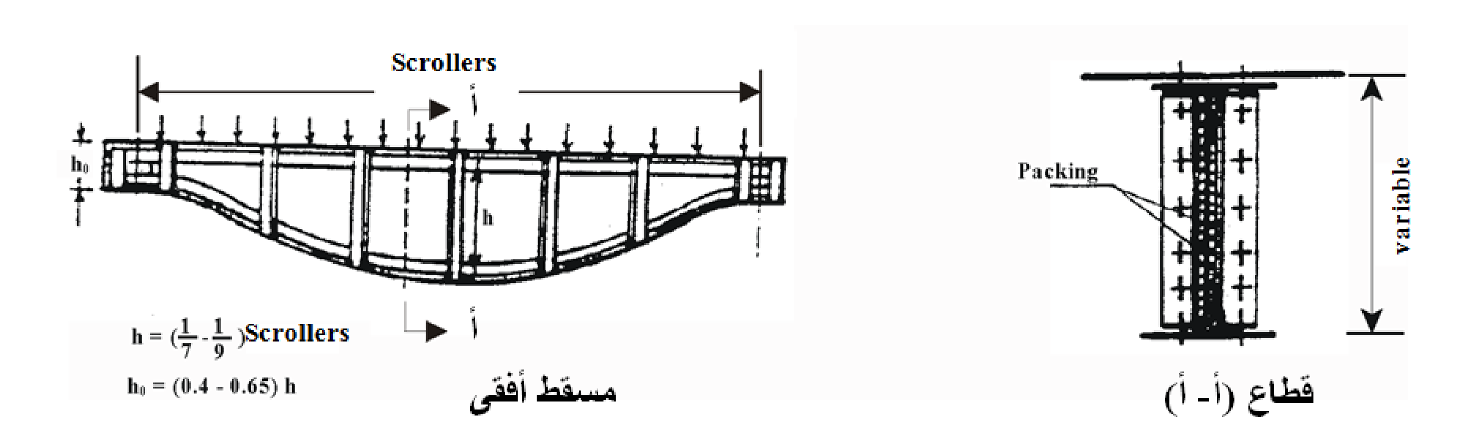
إن الأمر قد يحتاج إلى دعم البوابة فى الاتجاهين الرأسى والأفقى معاً لزيادة درجة تحمل البوابة للضغط، وللتمكن ايضاً من استخدام سمك اقتصادى للوح الخارجى (شكل 4-55). وعادة تتباعد الكمرات الرئيسية فى هذه الحالة بما قد يتراوح بين 50 الى 120 سم، وذلك للفتحات المتوسطة. ويكون مقطع الكمرات الرئيسية على شكل (I) أو بشكل مجرى Channel بينما يكون مقطع الكمرات الثانوية بهيئة زوايا (L)

ومن المعتاد أيضاً أن تكون الكمرات الرئيسية لوحية للفتحات ما بين 8 إلى 15 متراً، بينما تستعمل الكمرات الهيكلية "الجمالون" للفتحات من 12 إلى 20 متراً.

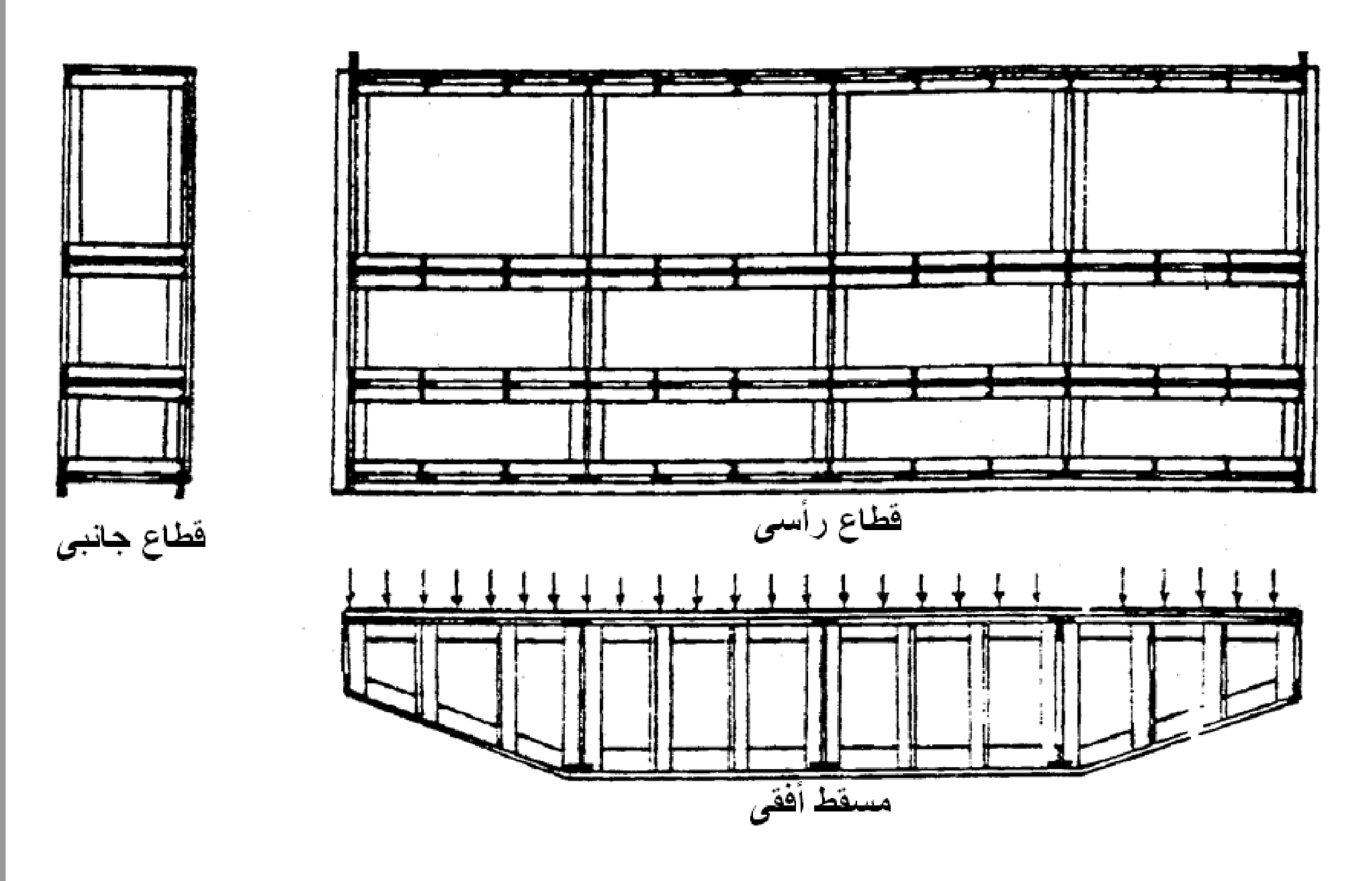
وتوضح الأشكال (4-56) ، (4-57) ، (4-58) نماذج لبوابات حديدية مستوية. ويلاحظ القارئ أن المسافات بين الكمرات الأفقية بهذه الأشكال تتمشى مع ماجاء بالشكلين 4-52 ، 4-54 حيث يضيق التباعد يبن تلك الكمرات من أعلا إلى أسفل.



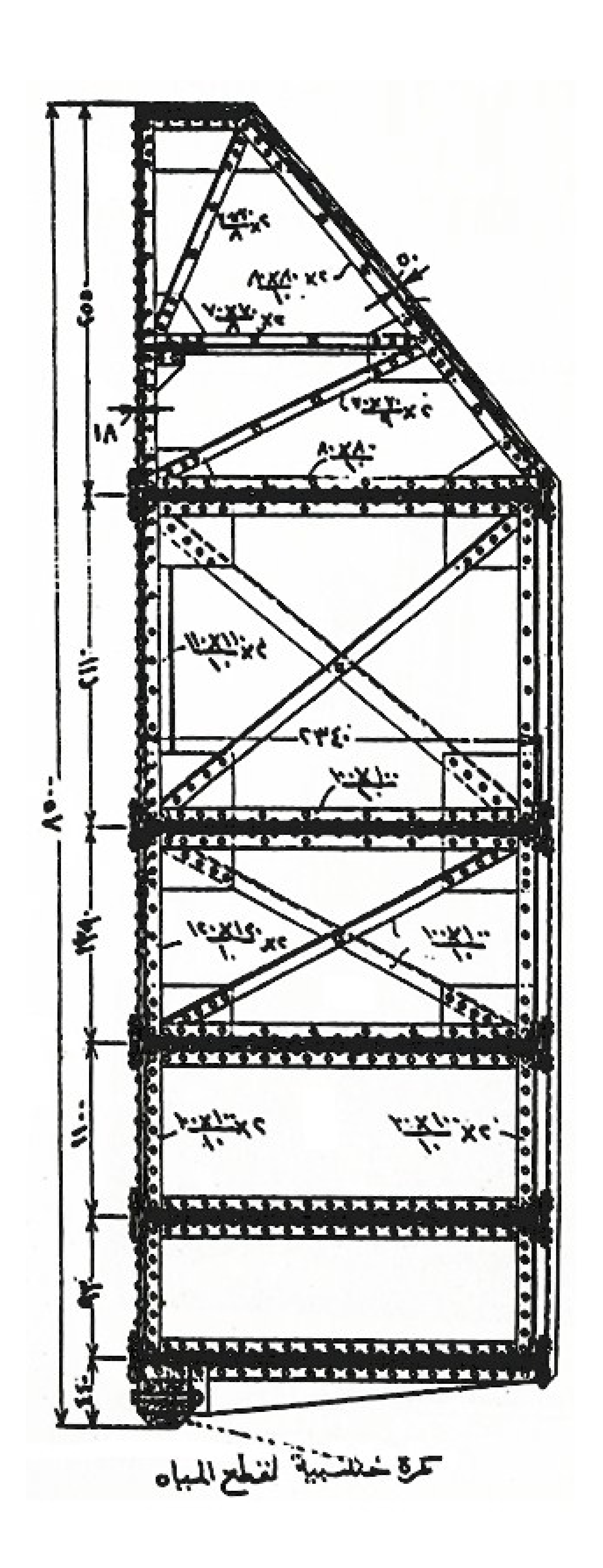
شكل (4-55): تدعيم البوابات المستوية بكمرات أفقية رئيسية وكمرات رأسية ثانوية



شكل (4-56): تدعيم البوابات المستوية بكمرات أفقية لوحيه ذات عزم قصور ذاتى متغير



شكل (4-57): تدعيم البوابات المستوية بكمرات أفقية رئيسية ورأسية ثانوية



شكل (4-58):

بوابة مدعمة أفقياً بكمرات لوحية

1-4-5-2-3-4 سمك اللوح الخارجى Thickness of Skin Plate

يمكن القول بصفة عامة أن سمك اللوح الخارجى Skin plate واللازم لتحمل إجهادات الانحناء، يتوقف على المسافات بين دعائم البوابات من كمرات وخلافه وكذلك على قيمة الضغط الهيدروستاتيكى الواقع على البوابة. وتوجد صيغ وطرق ليست قليلة لحساب السمك "t" للوح الخارجى ، ومنها الطريقة المبنية فيما يلى:

نفرض لوحاً مرتكزاً على ركائز بأضلاعه الأربعة، وأن أبعاده a x b كما فى الشكل 4-59

وبالتالى يكون الحمل على المترالطولى من القطر (w/m^-):

$$w/m^- = \frac{P.a.b}{\sqrt{a^2 + b^2}}$$

حيث

P = الحمل من ضغط المياه بعد تحويله إلى حمل منتظم

a, b = هما ضلعا اللوح الخارجى كما سبق

ويكون العزم الأقصى للانحناء M هو :

$$M = \frac{P.a.b.\sqrt{a^2 + b^2}}{12} = Z.f \qquad \textbf{(4-21)}$$

حيث

f = إجهاد الانحناء المسموح به للحديد الصلب Allowable working stress

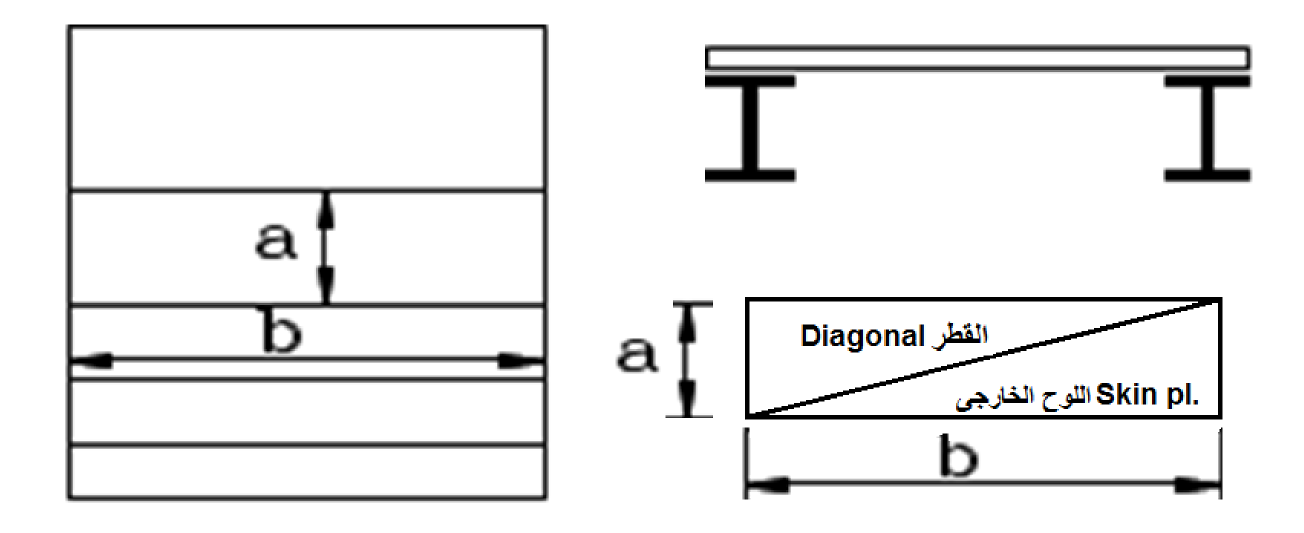
Z = معامل القطاع Section modulus

$$Z = \sqrt{a^2 + b^2}.\frac{t^2}{6}$$

وبالتالى يكون سمك اللوح الخارجى "t" :

$$t = \sqrt{\frac{P.a.b}{2f}} \qquad \textbf{(4-22)}$$

وكمعامل أمان ضد الصدأ ينبغى ألا يقل سمك اللوح الحديدى Skin plate عن 1 سم.



شكل (4-59): اللوح الخارجى كبلاطة مرتكزة فى اتجاه الأضلاع الأربعة

والجدول 4-2 يبين سمك اللوح الخارجى للبوابات ببعض القناطر المصرية.

جدول (4-2): سمك اللوح الخارجى ببوابات بعض القناطر المصرية

المنشـــــــــــــــــأ	فتحة القنطرة، م	السمك، مم
القناطر العادية على قنوات الرى:		
البوابة العليا	3	5
البوابة السفلى	3	7
قناطر أسيوط :		
البوابات القديمة	5	8 ، 10
البوابات الجديدة	5	13
قناطر نجع حماد	6	16
قناطر الدلتا الجديدة (محمد على)	8	16

2-4-5-2-3-4 تصميم الكمرات الأفقية الرئيسية Design of Main Girders

ولتصميم الكمرات الأفقية يتم تقسيم الضغط الهيدروستاتيكى الكلى بالتساوى على الكمرات الأفقية فإذا كان (n) عدد الكمرات الأفقية و (P) مقدار الضغط الهيدروستاتيكى الكلى فإن الحمل لكل متر طولى من الكمرة (W) يساوى (P/n.b) حيث (b) عرض البوابة (عرض البوابة = عرض فتحة القنطرة مضافاً إليه 0.40 متر) ، ويكون عزم الانحناء الأقصى للكمرة فى منتصفها مساويا :

$$M = (W \cdot b^2 / 8) = \frac{P}{n \cdot b} \frac{b^2}{8} = P\, b / 8\, n \qquad \textbf{(4-23)}$$

ويحسب معامل المقطع Section modulus للكمرات المطلوبة (Z) من المعادلة

$$Z = M / f \qquad \textbf{(4-24)}$$

حيث f الإجهاد المسموح به للحديد المستخدم فى صنع الكمرات

ويعطى إجهاد القص q_{max} بالمعادلة :

$$q_{max} = \frac{Q}{A_{web}} < 0.70\, f \qquad \textbf{(4-25)}$$

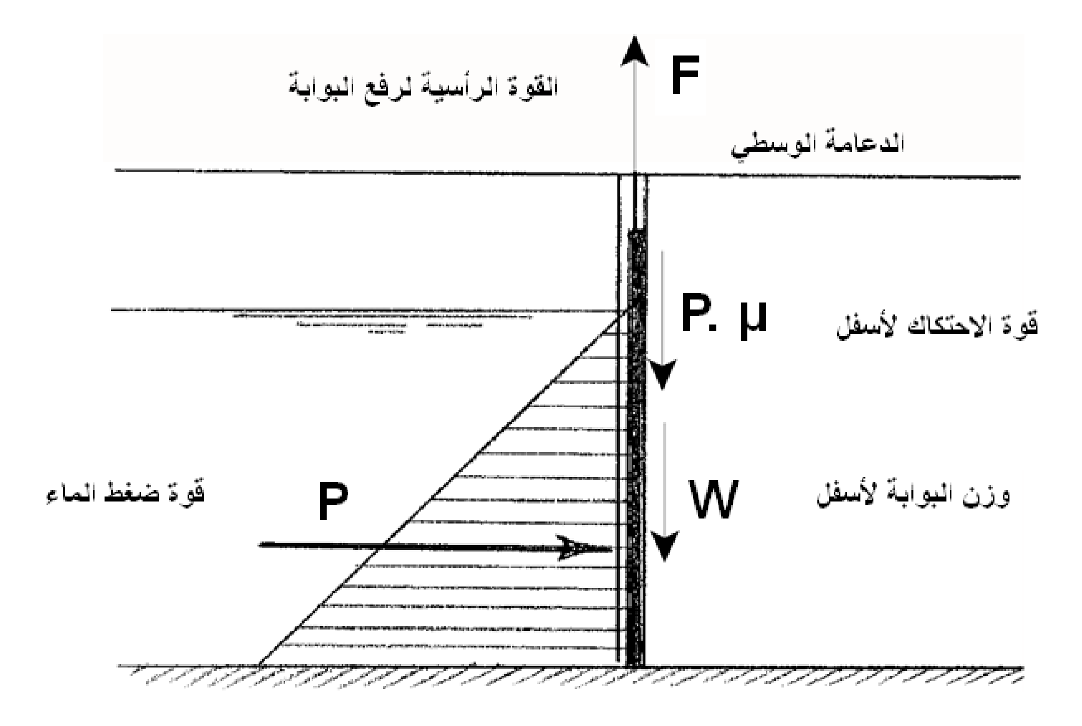
حيث (A_{web}) مساحة عصب الكمرة Web Area

$$Q = (W \cdot b / 2) = \frac{P}{n \cdot b} \frac{b}{2} = P / 2\, n \qquad \textbf{(4-26)}$$

3-4-5-2-3-4 القوة اللازمة لرفع البوابة The required Force to Lift The gate

يمكن حساب القوة "F" اللازمة لرفع البوابة كما يلى :

$$F = (P.\mu + W) . C \qquad (4\text{-}27)$$



شكل (4-60): توزيع القوى الأفقية والرأسية على البوابات الرأسية

حيث

P = قوة الضغط الكلية Total pressure force على البوابة ($P = \gamma_w.H^2.S/2$)، حيث S فتحة القنطرة ، H ارتفاع المياه بالأمام، γ_w الوزن النوعى للمياه (أنظر شكل 4-60)

C = معامل تشغيل Operation factor 1.10 الى 1.40

μ = معامل الاحتكاك Friction coefficient بين الصلب والحديد الزهر = 0.40 الى 0.50 وذلك فى حالة البوابات التى تنزلق مباشرة داخل المجرى (حالة الفتحات الصغيرة، ثلاثة امتار أو أقل) ويمكن تقليل قيمة القوة المطلوبة لرفع البوابة (F) خاصة فى الأحوال التى تكون فيها الفتحات متسعة نسبيا والضاغط على البوابة كبيراً وذلك بتزويد البوابة بعجل كما هو موضح بالشكل (4-53) ، وبالتالى يقل معامل الاحتكاك إلى ما بين (0.02 - 0.1).

W = وزن البوابة والذى يمكن تقديره من المعادلة العملية التالية:

$$W = (0.06 \rightarrow 0.08)\ S\ .\ A_G \qquad (4\text{-}28)$$

حيث

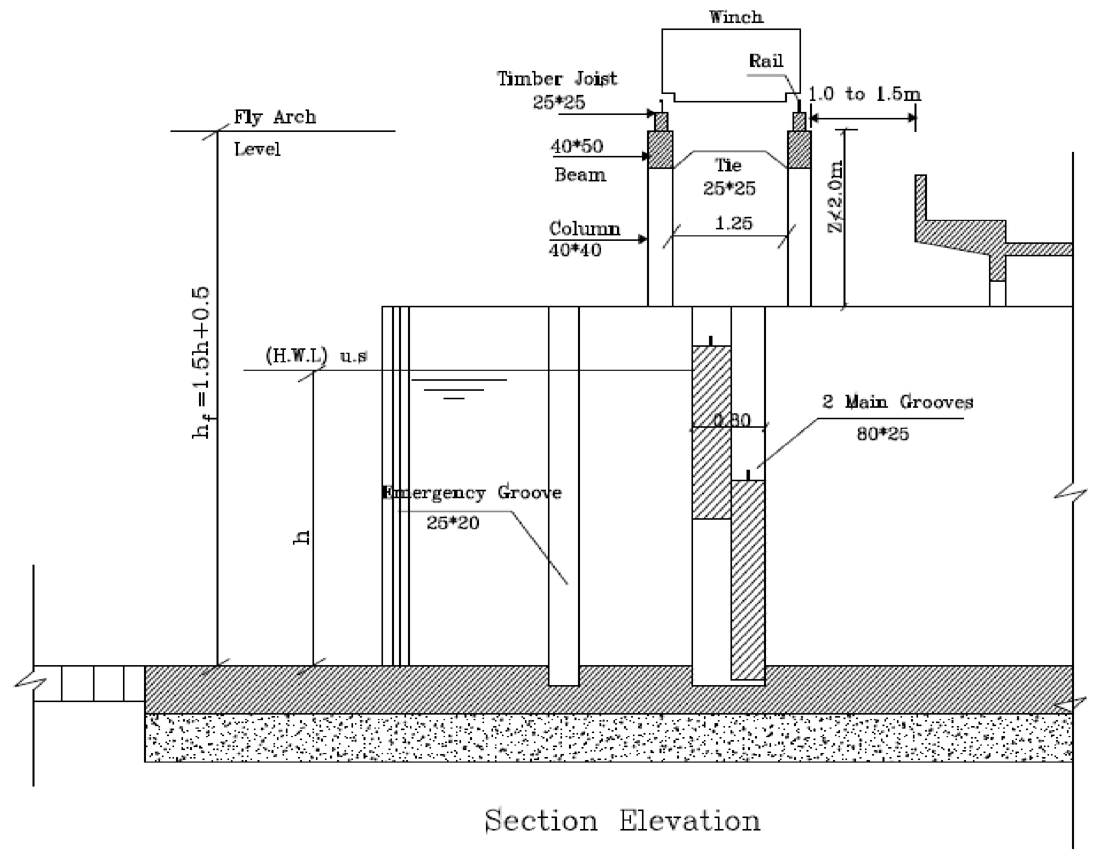
W = وزن البوابة بالطن.

S = عرض فتحة القنطرة بالمتر

A_G = مساحة البوابة بالمتر^2.

4-4-5-2-3-4 منشأ رفع البوابات Gate lifting structure

تستخدم الأوناش المتحركة فى رفع البوابات التى تستخدم فى إجراء الموازنات على القناطر المزودة ببوابتين لكل فتحة من فتحاتها وتوضع هذه الأوناش على الجانب الأمامى للقنطرة وتتحرك على قضبان مثل قضبان السكك الحديدية مثبته على كامل عرض القنطرة ويسمى المنشأ الذى يحمل القضبان والونش المتحرك منشأ رفع البوابات Gate lifting structure (شكل 4-61).



شكل (4-61): نموذج لمنشأ رفع البوابات من الخرسانة المسلحة

وفى هذا النوع يتم تثبيت القضبان على كمرات خرسانية تمتد بعرض الفتحات وتحمل هذه الكمرات على أعمدة منشأة على دعامات القنطرة حيث يتم إنشاء عمودين على كل دعامة كما هو موضح بالشكلين (4-61، 4-62). ويجب ربط الكمرات مع بعضها عند النهايات حيث أنها مثبتة على الأعمدة تثبيتا حرا.

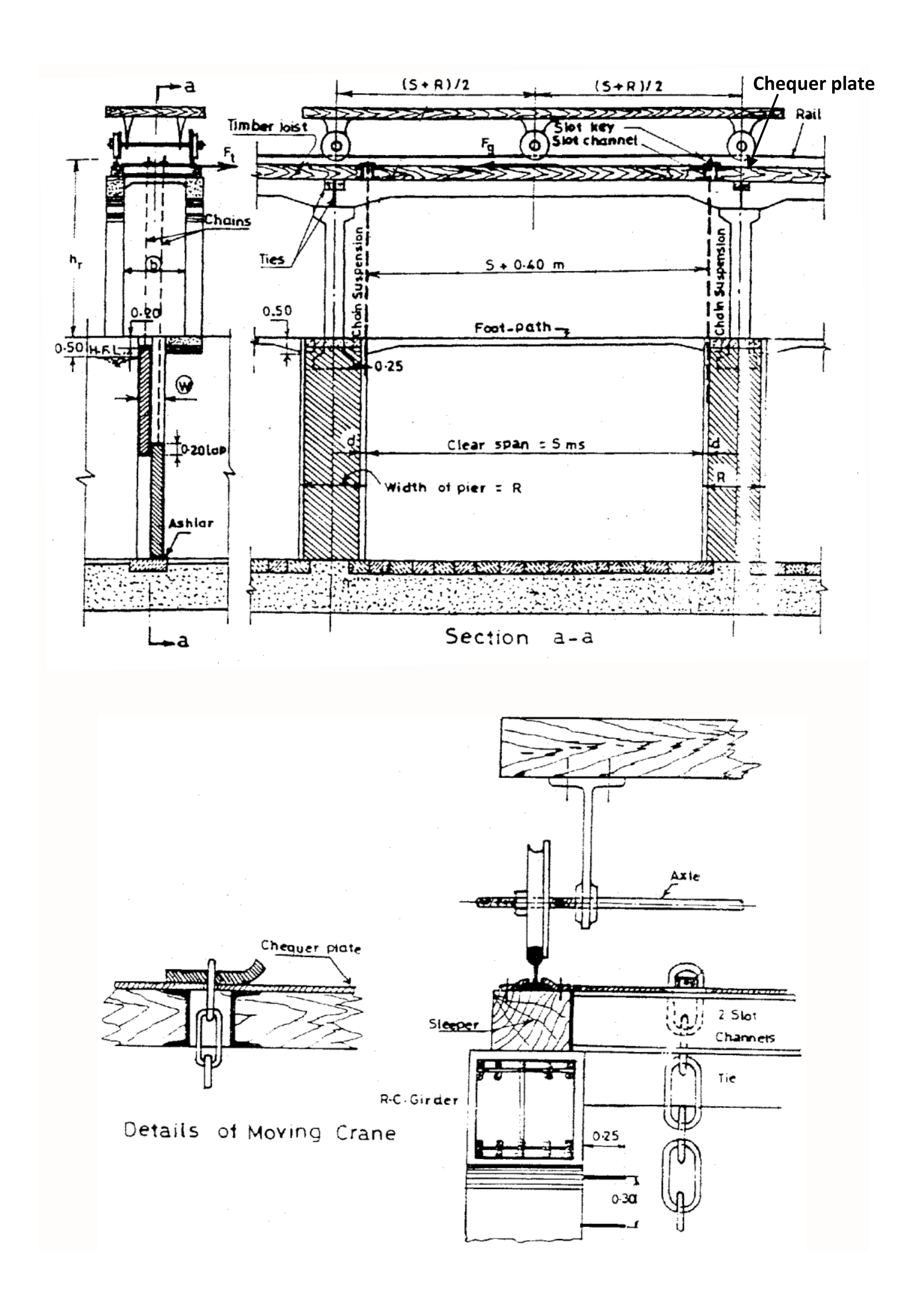
وتؤخذ المسافة العرضية بين العمودين المقامين على كل دعامة (δ) حسب الشكل (4-62) بالإستعانة بالجدول التالى :

عرض الفتحة (البحر) S بالمتر	المسافة (δ) بالمتر
3	1
4	1
5	1.25
6	1.50
8	1.80

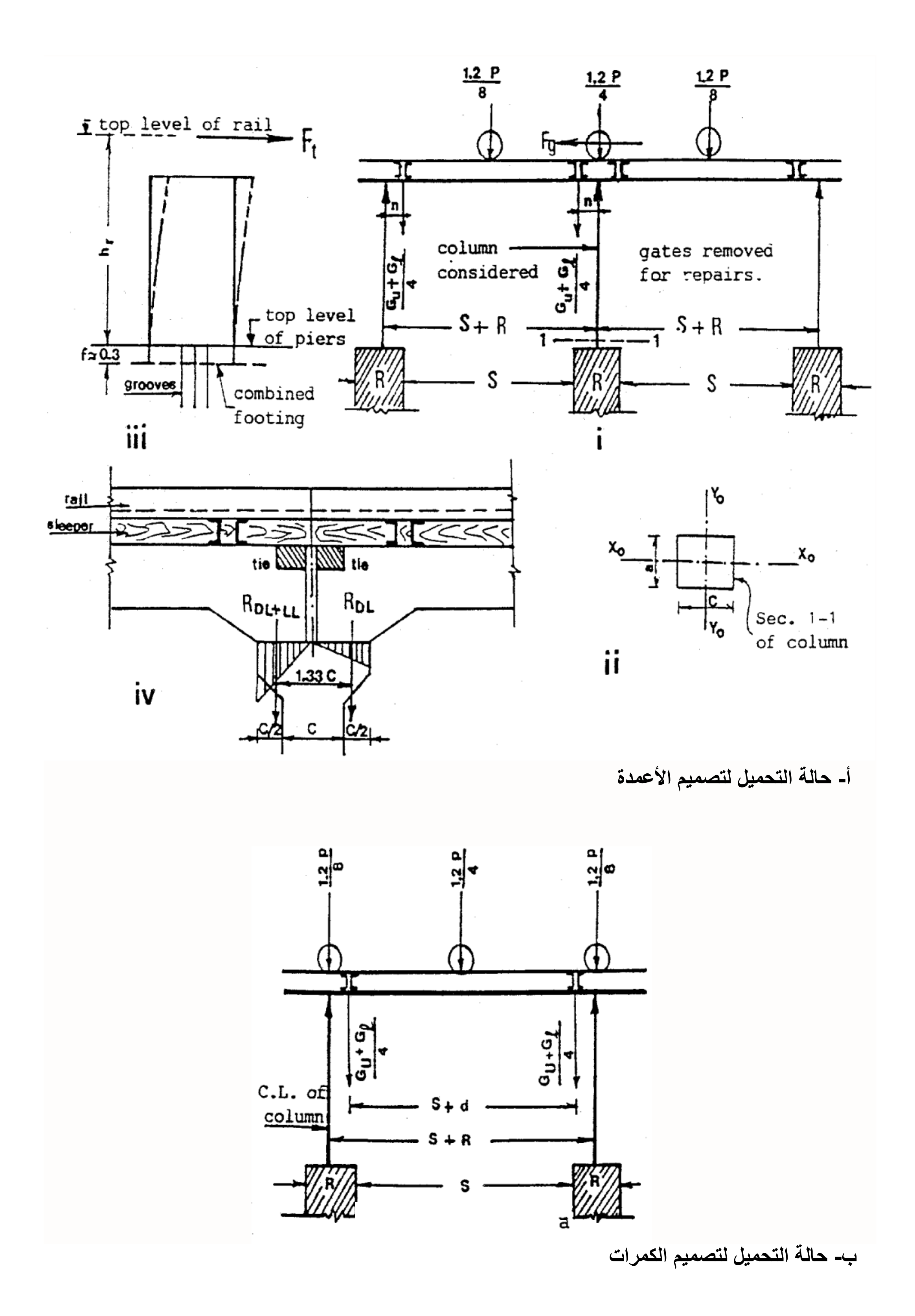
كما أن الفارق بين منسوب أعلى القضبان الحديدية ومنسوب أعلى الدعامة (h_r) (شكل 4-62) يجب أن يساوى إرتفاع البوابة مضافا إليه 0.50 متر وذلك حتى يمكن السماح برفع إحدى البوابتين للإصلاح.

ويوضح الشكل 4-63 حالات التحميل المستخدمة فى تصميم أعمدة وكمرات منشأ رفع البوابات. ويوضح الجدول التالى قيمة الحمل الميت للونش المتحرك P بدلالة قيمة عرض الفتحة (S). وبصفة عامة فإن قيمة (P) يجب ألا تقل عن وزن أثقل بوابة تستخدم فى غلق فتحة القنطرة وفى حالة بدء حركة الونش فإن يجب إضافة 20 % من قيمة (P) كوزن زائد يعادل الصدمات.

عرض الفتحة (البحر) S بالمتر	الحمل الميت للونش المتحرك P (طن)
3	3
4	4
5	5
6	6
8	8



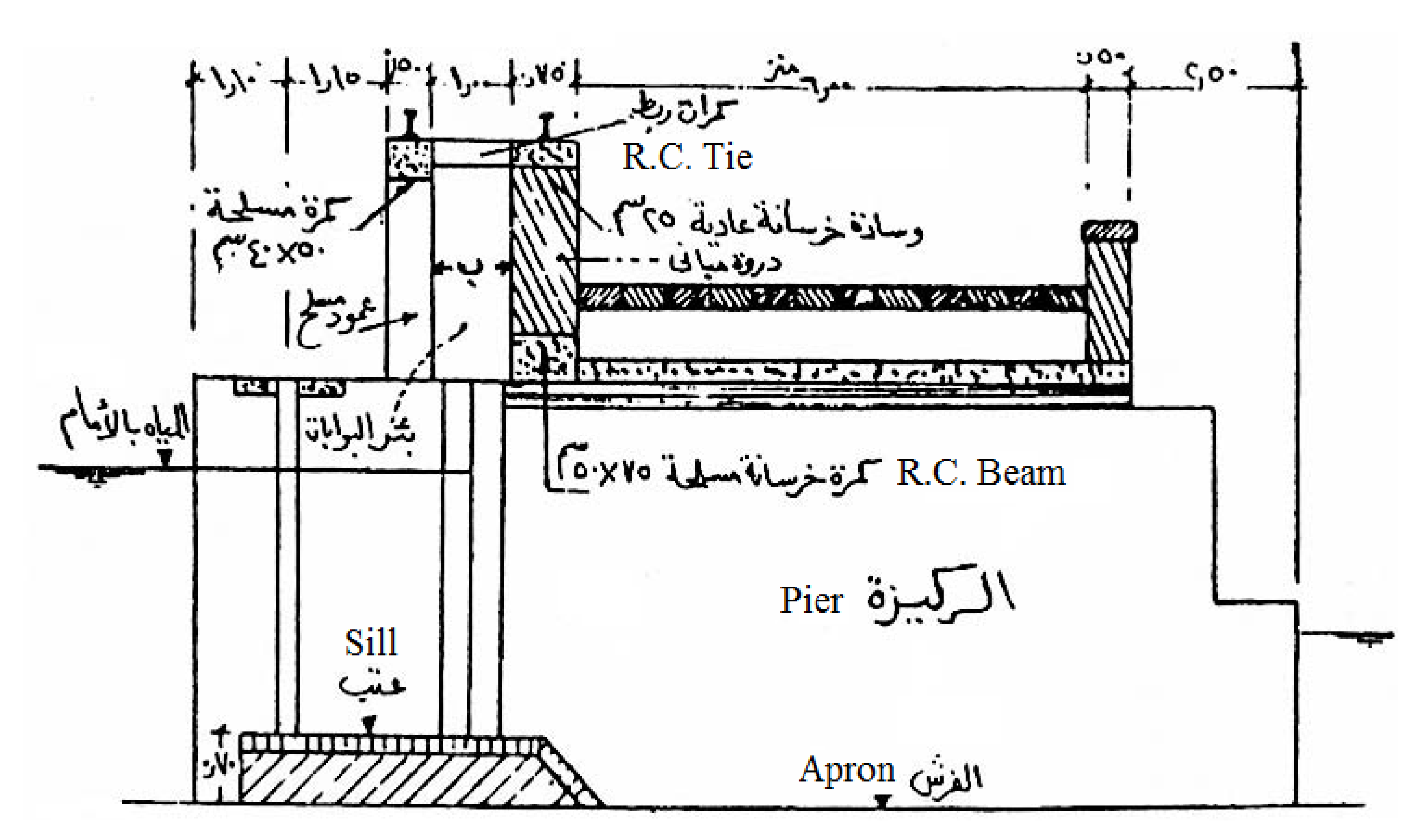
شكل (4-62): تفصيلات منشأ رفع البوابات من الخرسانة المسلحة



شكل (4-63): حالات التحميل لتصميم أعمدة وكمرات منشأ رفع البوابات من الخرسانة المسلحة

5-4-5-2-3-4 القناطر ذات المداخل المزودة باعتاب Sill Arrangement below Gates

حينما يوجد فرق بين مستوى القاع أمام وخلف القنطرة فإن إنشاء عتب Sill بمدخل القنطرة كما هو مبين بالشكل 4-64 يجعل وزن البوابات المطلوبة أخف (بحيث لا يزيد ارتفاع هذا العتب عن 0.25 ارتفاع المياه بالأمام). كما أنه يوفر الفرصة لأى زيادة فى عمق القناة وما يستتبعه بطبيعة الحال من الحاجة لزيادة سعة القنطرة فيكون من السهل حينئذ إزالة العتب لتحقيق هذا الغرض، ويصبح التعديل بالقنطرة بعد ذلك قاصراً على البوابات فقط .



شكل (4-64): قطاع نمطى فى قنطرة مصرية مزدة بعتب بالداخل

5-5-2-3-4 البوابات الدائرية Radial Gates

وتستعمل البوابة الدائرية كبوابة ضغط عالى و تتميز بعدم الحاجة إلى قوة كبيرة لتشغيلها لأن الضغوط تنتقل قطرياً نحو محور الدوران، (شكل 4-65). ويمكن تقدير وزن البوابة بصفة مبدئية من المعادلة :

$$W = 0.15\,(P.S)^{0.70} \qquad (4\text{-}29)$$

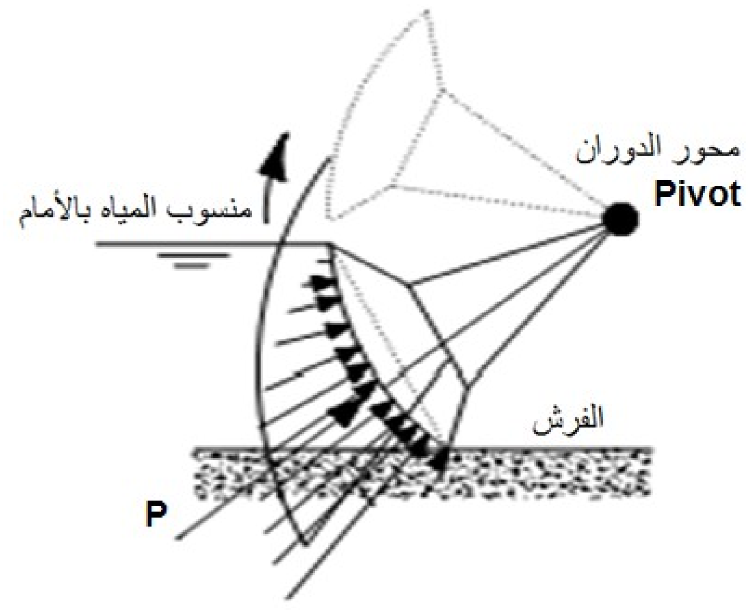
حيث

W = وزن البوابة بالطن

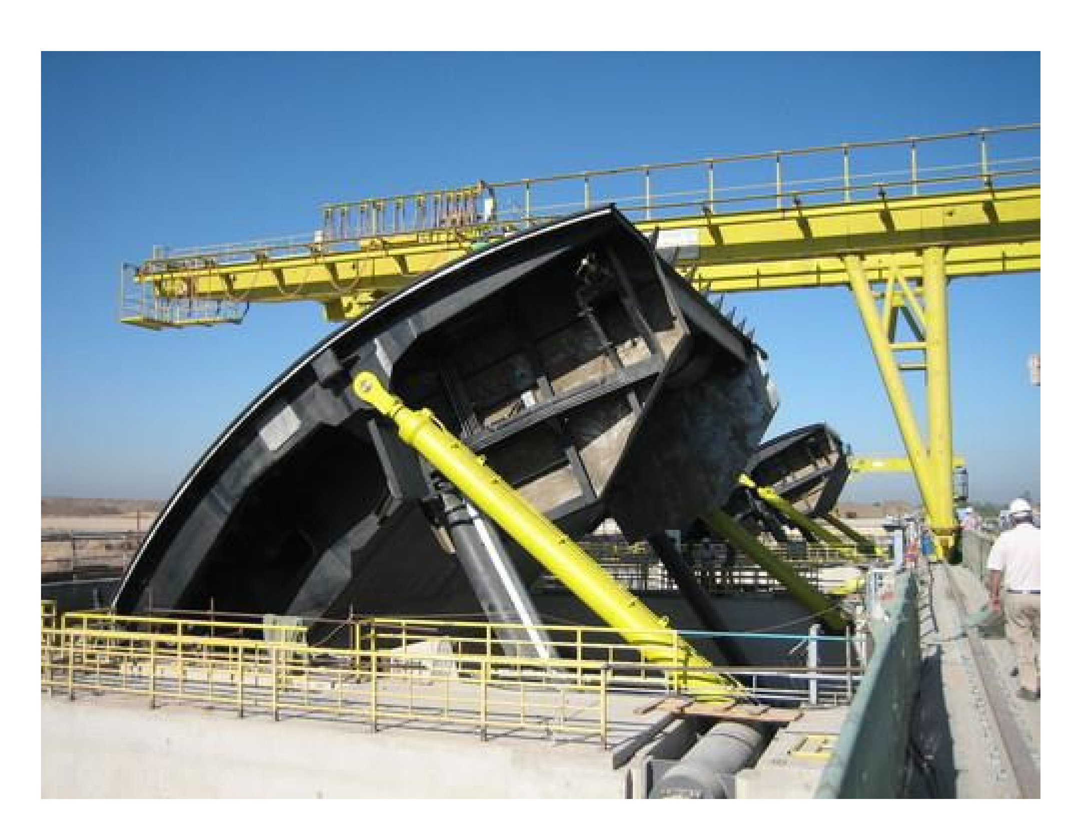
P = قوة ضغط الماء على البوابة بالطن

S = عرض فتحة البوابة بالمتر

والشكل 4-66 تبين بوابة دائرية تم تنفيذها فى قناطر نجع حمادى الجديدة.



شكل (4-65): ضغوط المياه على البوابة القطرية



شكل (4-66): البوابات الدائرية بقناطر نجع حمادى الجديدة

6-5-2-3-4 البوبات الأسطوانية Drum Gates

تتكون البوابة الاسطوانية بصفة عامة من اسطوانة من الصلب مقواة بهياكل حديدية وتتحرك على جرائد مسننة مائلة ومثبتة فى مبانى الركائز كما يبدو بالشكل 4-67. وتتميز البوابات الاسطوانية بما تتميز به البوابة القطرية من حيث أنها لا تحتاج إلى قوة كبيرة لرفعها. ويمكن حساب القوة "F" (شكل 4-68) اللازمة لرفع البوابة كما يلى :

$$F = W . \sin\theta /2 \qquad (4\text{-}30)$$

حيث

θ = زاوية ميل الجريدة المسننة Rack على الأفقى.

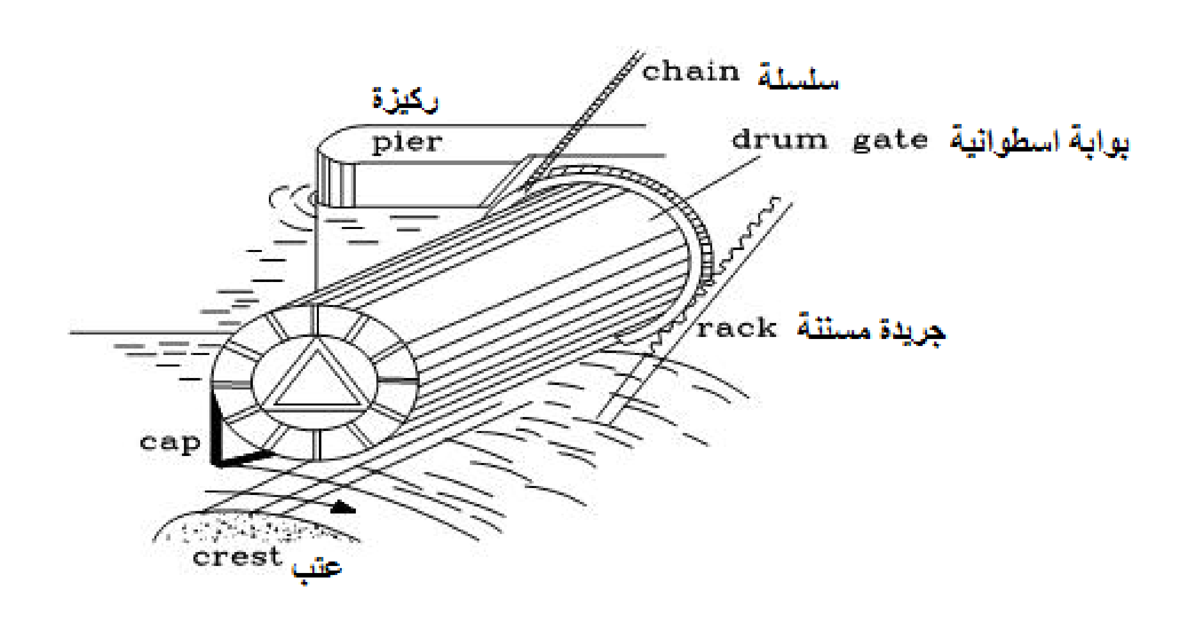
W = وزن البوابة والذى يمكن تقديره (بالطن) من المعادلة العملية التالية:

$$W = 0.50\ A + 0.02\ A^{1.50} \qquad (4\text{-}31)$$

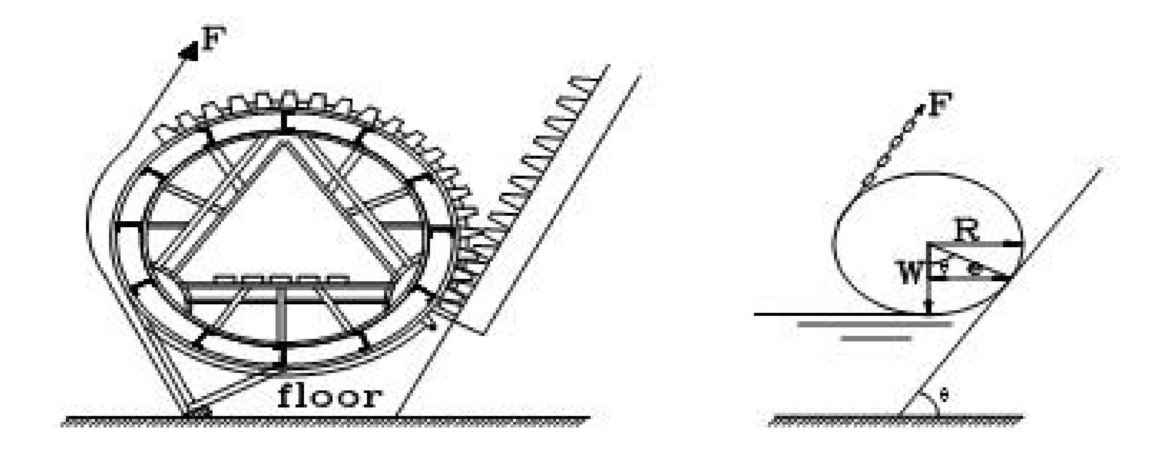
حيث

A = مساحة فتحة القنطرة المراد تغطيتها بالبوابة، متر^2.

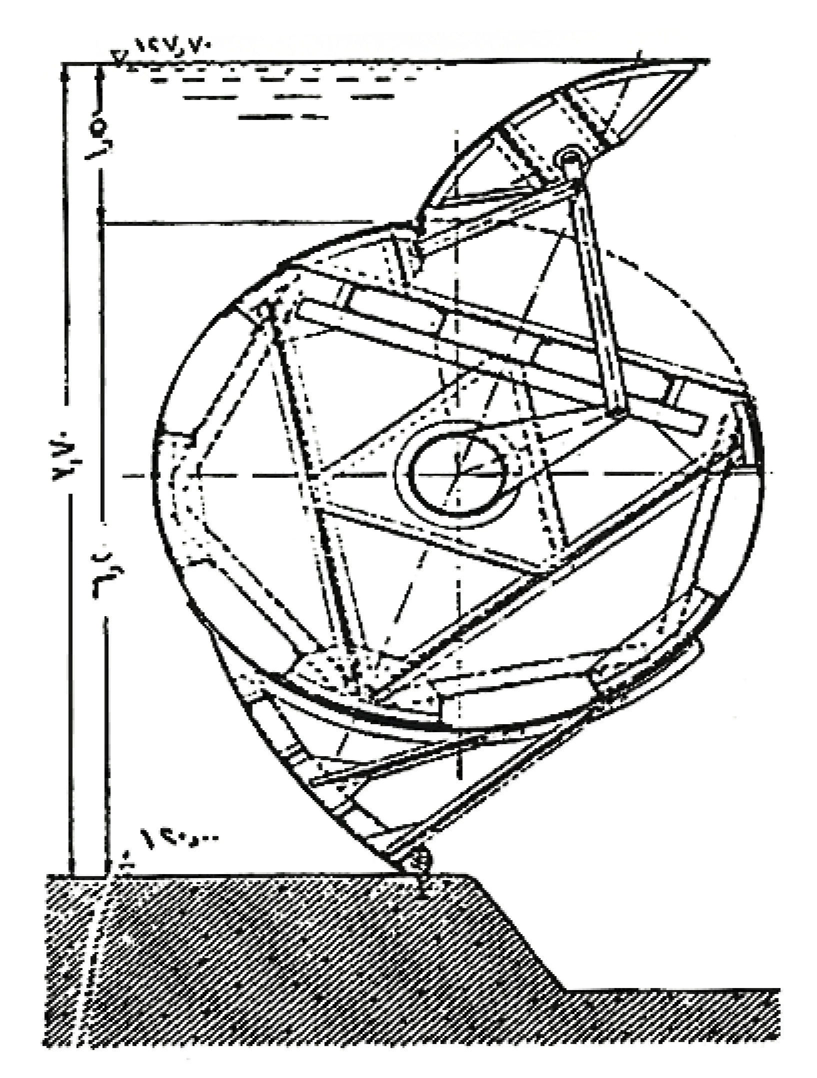
والشكل 4-69 يبين مسقطاً جانبياً لبوابة اسطوانية مزودة بقمة متأرجحة للتحكم فى منسوب المياه بالأمام.



شكل (4-67): ضغوط المياه على البوابة القطرية



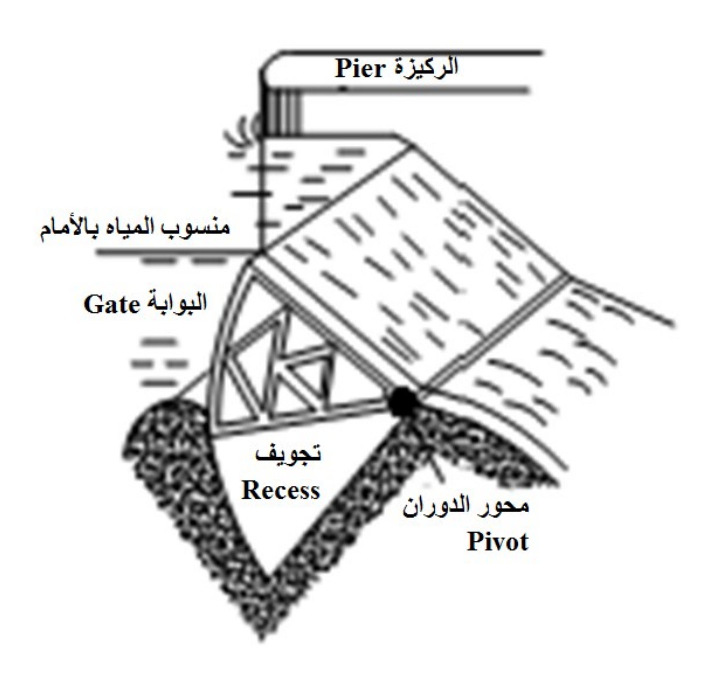
شكل (4-68): القوة اللازمة لرفع البوابة الاسطوانية



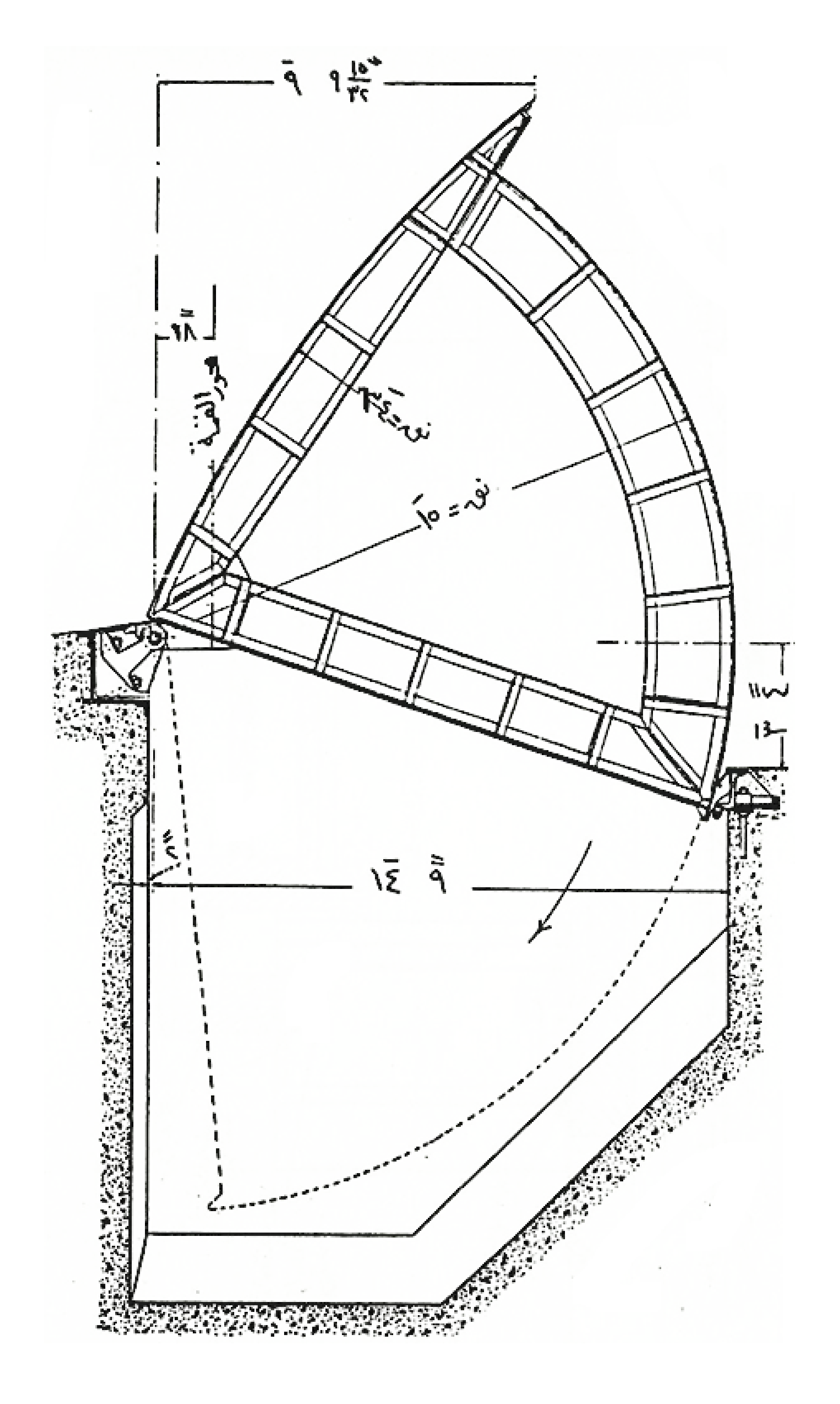
شكل (4-69): بوابة أسطوانية مزودة بقمة متأرجحة

7-5-2-3-4 البوابة المتأرجحة (بوابة القطاع) Sector Gates

يتكون هذا النمط من البوابات من قطاع دائرى حاد الزاوية يتضمن لوحاً خارجياً مقوى هيكلياً من الداخل. وتتحرك البوابة مفصليا عند مركز التقوس بحيث يمكن أن ترتفع تماماً فوق المبانى أو أن تنخفض حتى يصبح أعلاها منطبقا مع قصة المبانى (شكل 4-70) ويتم التحكم فى جميع أوضاع البوابة هيدروليكياً وذلك بزيادة ضغوط المياه تحتها من خلال فتحات خاصة أو تصريف المياه من فتحات أخرى. ويبين الشكل (4-71) أحد تصميمات المكتب الأمريكى لاستصلاح الأراضى من البوابات المتأرجحة.



كل (4-70): الفكرة العامة للبوابة المتأرجحة

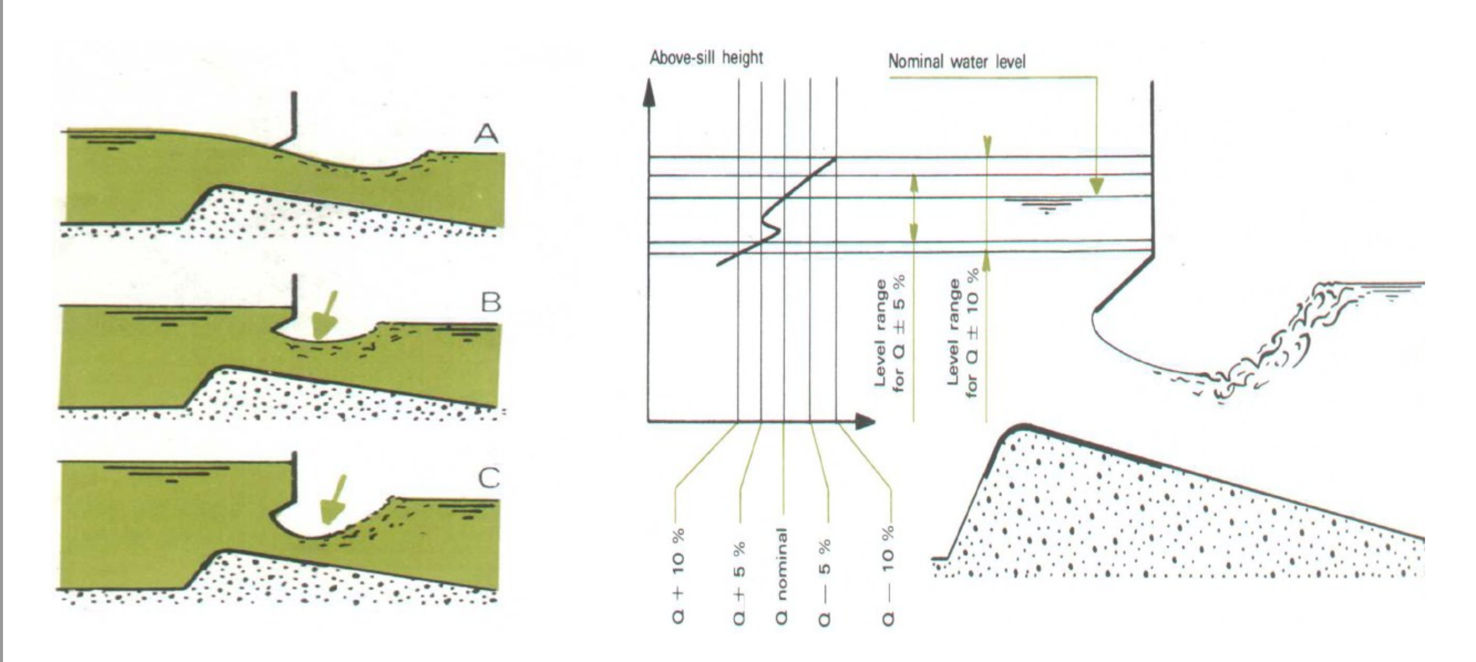


شكل (4-71): أحد تصميمات المكتب الأمريكى لاستصلاح الأراضى من البوابات المتأرجحة

8-5-2-3-4 بوابات التصرف الثابت Constant Discharge

فى هذا النوع من البوابات يتم إنشاء عتب ذى منسوب قمة ثابت أسفل البوابة التى تزود بلوح مائل Baffle plate كما هو موضح بالشكل (4-72).

وعند بدء التشغيل يكون منسوب الأمام منخفضا وبالتالى فإن التصرف الذى يمر من أعلى العتب يكون حرا فى هذه الحالة كما هو مبين فى الشكل (4-72)A . وعندما يبدأ منسوب الأمام فى الإرتفاع حتى يصل إلى منسوب أوطى نقطة فى اللوح المائل للبوابة فحينئذ ستعمل البوابة والعتب على إمرار التصرف فى حالة تشابه التصرف المار من خلال فتحة ولكن فى هذا الوضع يكون معامل التصرف صغيرا وسيكون هناك أيضا تخفيض فى حجم مقذوف الماء المندفع من خلال البوابة والشكل (4-72) B يوضح هذه المرحلة. وسوف تزداد قيمة التخفيض فى حجم الماء المندفع من الخلف عندما يستمر منسوب الأمام فى الإرتفاع مما يعمل على التحكم فى قيمة التصرف المار شكل (4-72) C .

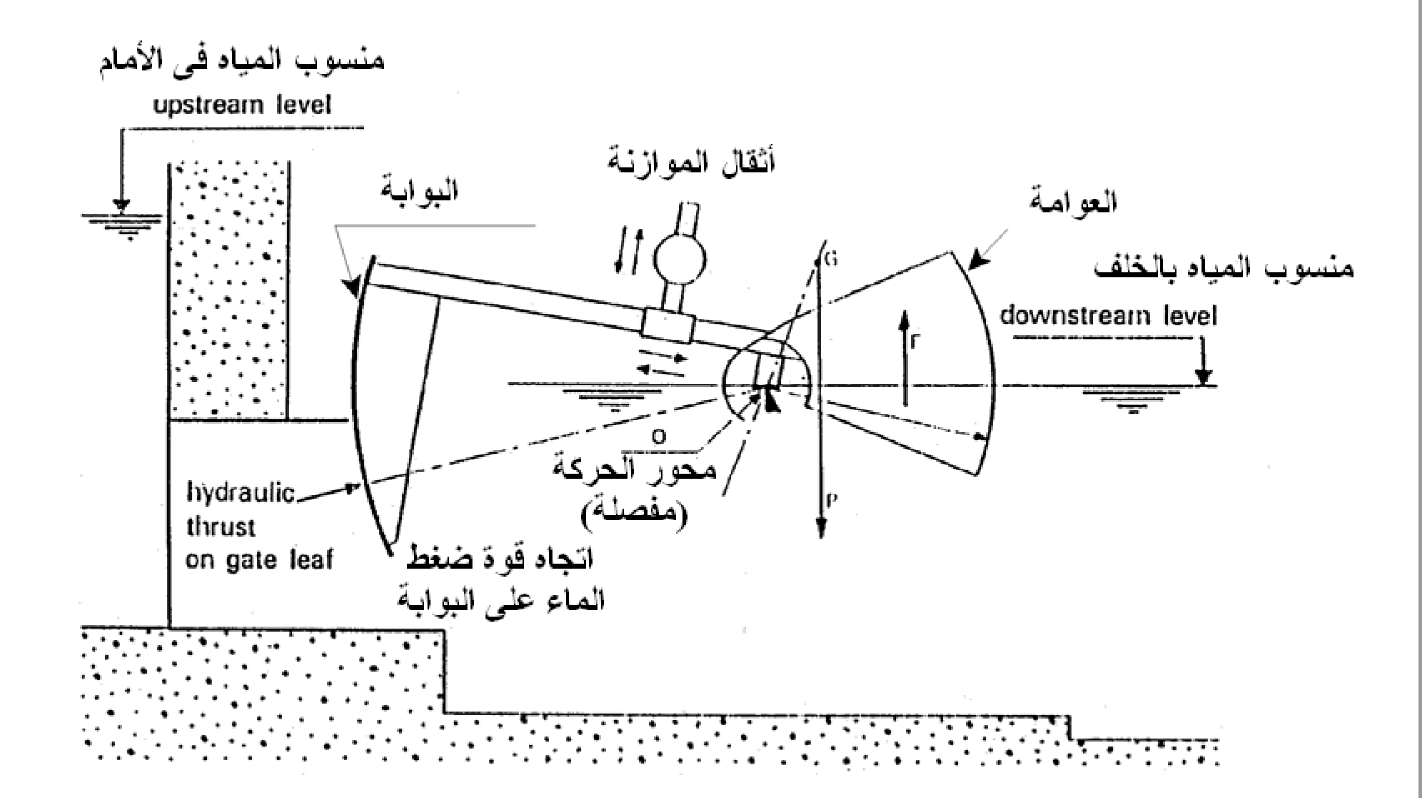


شكل (4-72): مبدأ تشغيل بوابات التصرف الثابت

9-5-2-3-4 بوابات المنسوب الثابت فى الخلف Constant downstream level

وهذا النوع من البوابات يعمل أوتوماتيكيا بحيث يظل منسوب الماء بالخلف فى القناة أو فى الحوض ثابتا طبقا لما هو مطلوب لإستيفاء أغراض الرى وذلك فى ظل تذبذب مناسيب الأمام وبصرف النظر عن التصرف المار أسفل البوابة. وهذا التحكم الملحوظ فى منسوب الخلف يأتى عن طريق تحرك البوابة فى الاتجاه الرأسى (سواء إلى أعلى أو إلى أسفل) عن طريق الدوران على محور. والشكل (4-73) يوضح هذا النوع من البوابات والتى تتكون بصفة أساسية من بوابة وعوامة. البوابة من الطراز الورقى أسطوانية الشكل ولها هيكل معدنى وقاعدة تحميل والعوامة ذات مقطع أسطوانى وتشكل مع البوابة جسما واحدا جاسئا.

وتدور كل من البوابة والعوامة حول محور (مفصلة) تثبت على منسوب الخلف المطلوب وعند الضبط الابتدائى للبوابة يجب أن يقع مركز ثقل الجزء المتحرك منها فى الجزء المطلوب وذلك عن طريق وزن متحرك Counter weight مثبت على الهيكل أو بواسطة ملء خزانين للمياه حسب الثقل المطلوب أحدهما يوضع على الهيكل والثانى على العوامة ولا يوجد تأثير لقوة الضغط الأستاتيكى للمياه على البوابة إذ أن هذه القوة تتجة مباشرة لمحور (مفصلة) البوابة وتكون العزوم الناتجة عن وزن البوابة وقوى الطفو هى التى تؤثر فقط على اتزان البوابة. فإذا ارتفع منسوب المياه بالخلف زادت قوى الطفو على العوامة مما يؤدى لحركتها لأعلى وبالتالى حركة البوابة لأسفل مما يقل من التصرف الوارد من الأمام للخلف ليستعيد المنسوب الخلفى قيمته التصميمية المطلوبة.



شكل (4-73): مبدأ تشغيل بوابات المنسوب الثابت فى الخلف

الفصل الخامس

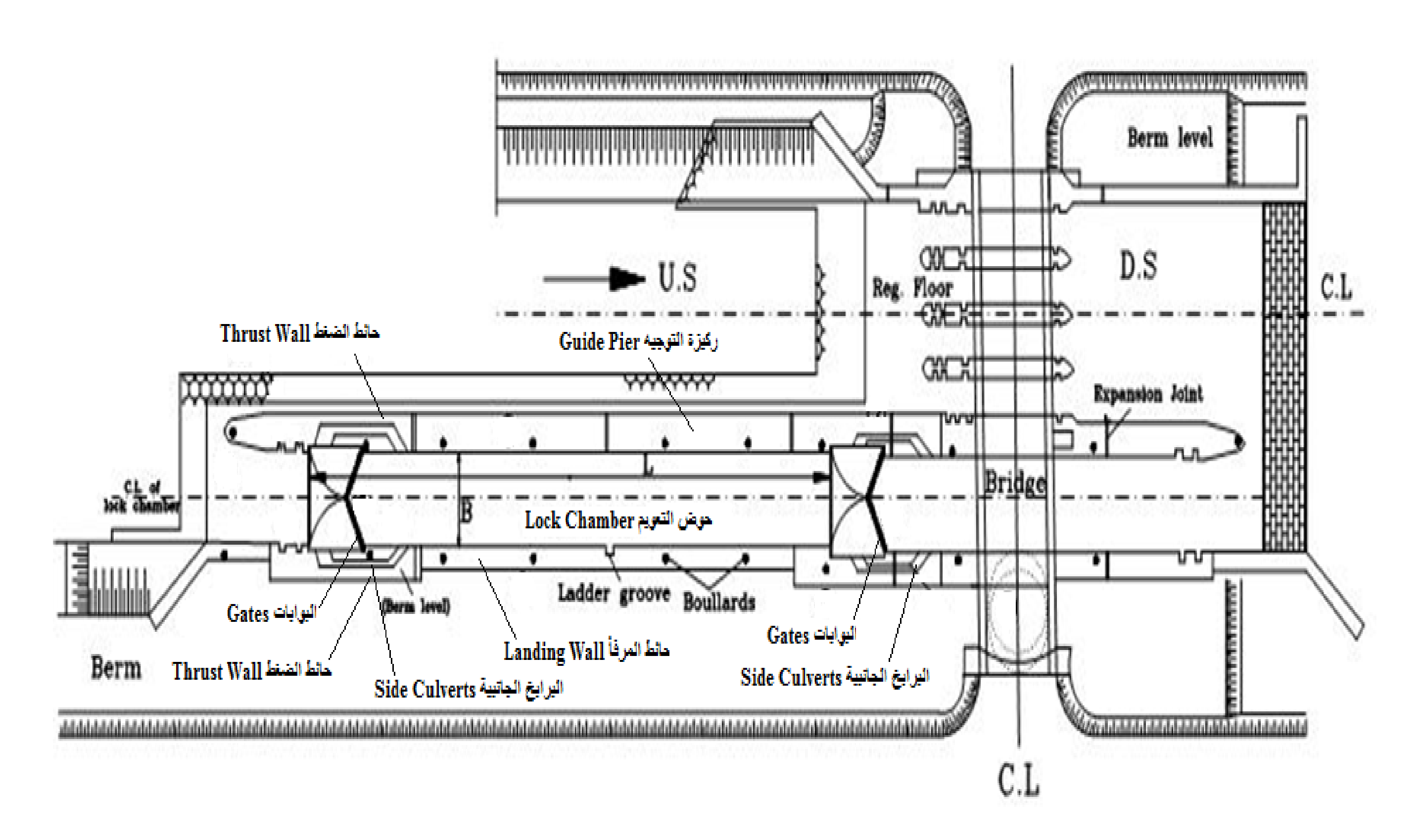
الأهوسة الملاحية Navigation Locks

1-5 منشأ الهويس Lock

الهويس منشأ يقام على القناة فى مواقع منشآت التحكم حتى يمكن أن تستمر الملاحة Navigation من أمام الى خلف المنشأ والعكس. وذلك عندما تعترض هذه المنشآت (كالسدود والقناطر و.........) القنوات مسببة إختلاف مناسيب المياه أمام وخلف هذه المنشآت (الارتداد) Heading up. ومن الممكن أيضا استخدام الأهوسة فى ربط الملاحة بين مجريين يختلف منسوب المياه بأحدهما عن الأخر.

2-5 السمات العامة للهويس General Description of Lock

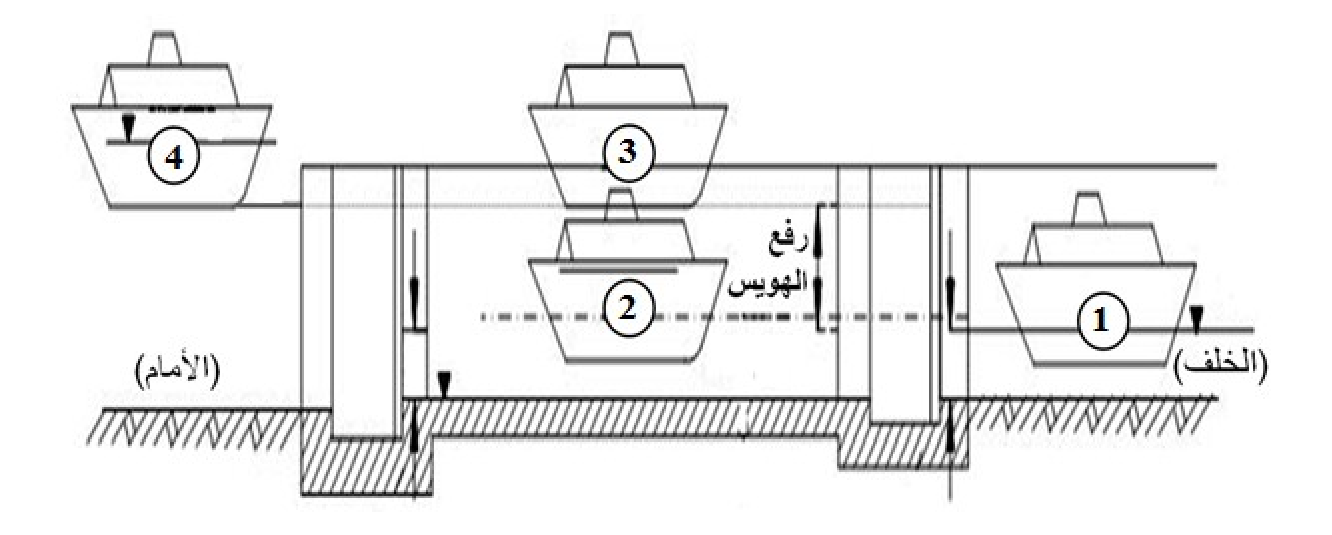
الهويس حيز مستطيل مزود ببوابات Gates أمامية وخلفية، ويمكن رفع منسوب المياه داخل ذلك الحيز (الذي يسمى عادة حوض التعويم Chamber) أو خفضه عن طريق فتحات خاصة يمكن غلقها أو فتحها حسب مقتضى الحال، وتسمى برابخ الملء والتفريغ Filling and Emptying Openings. ويبين الشكل 5-1 المكونات الرئيسية للهويس



شكل (5-1): شكل تخطيطى يبين السمات العامة للهويس فى المسقط الأفقى

3-5 تشغيل الهويس Lockage

لنفرض أن سفينة تبغى الانتقال من الخلف (الموقع 1) إلى الأمام (الموقع 4) كما هو مبين بالشكل 5-2، فإن تشغيل الهويس يتم على النحو التالى:



رفع الهويس = أقصى فرق بين منسوب المياه بالأمام والخلف.

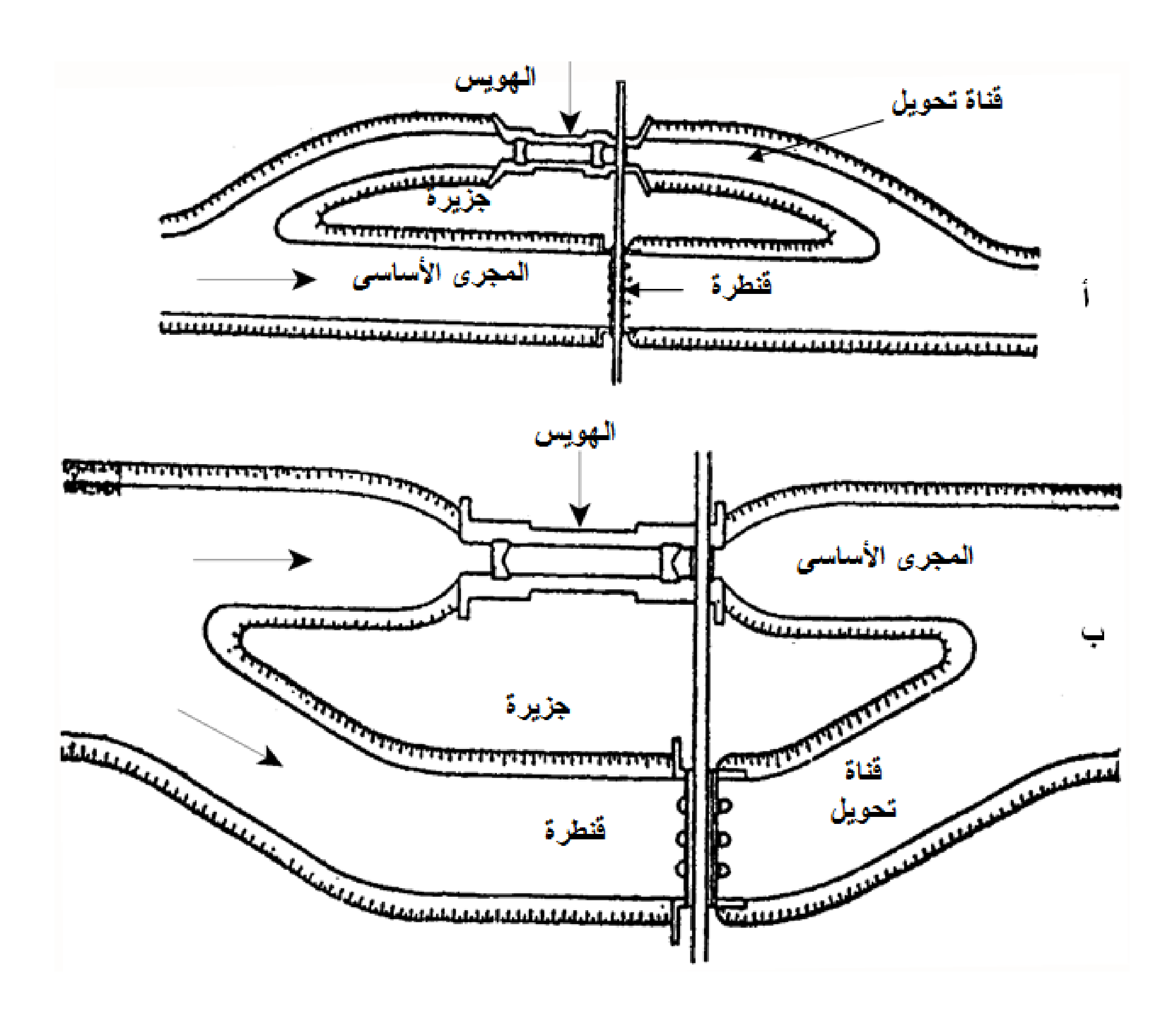
شكل (5-2): مراحل نقل سفينة من الخلف للأمام بواسطة الهويس

1- تفتح البرابخ الخلفية حتى يتساوى منسوبا المياه بالخلف وداخل الهويس (الوضع 1).
2- تفتح بوابات الهويس الخلفية ويتم دخول السفينة إلى الهويس (الوضع 2).
3- تقفل البوابات الخلفية، وتفتح البرابخ الأمامية ليتساوى منسوب المياه داخل الهويس مع منسوب المياه بالأمام، فترتفع السفينة بالتالى للوضع 3.
4- تفتح البوابات الأمامية للهويس، ويسمح للسفينة بالخروج للوضع 4.

4-5 أنواع الأهوسة الملاحية Types of Navigation Locks

1-4-5 الأهوسة المتماثلة Symmetrical Locks

فى هذه الحالة يوضع الهويس بمجرى مائى مستقل (تحويله) عن المجرى الرئيسى للمنشأ الأساسى كما هو موضح بالشكل (5-3) أ ، ب.

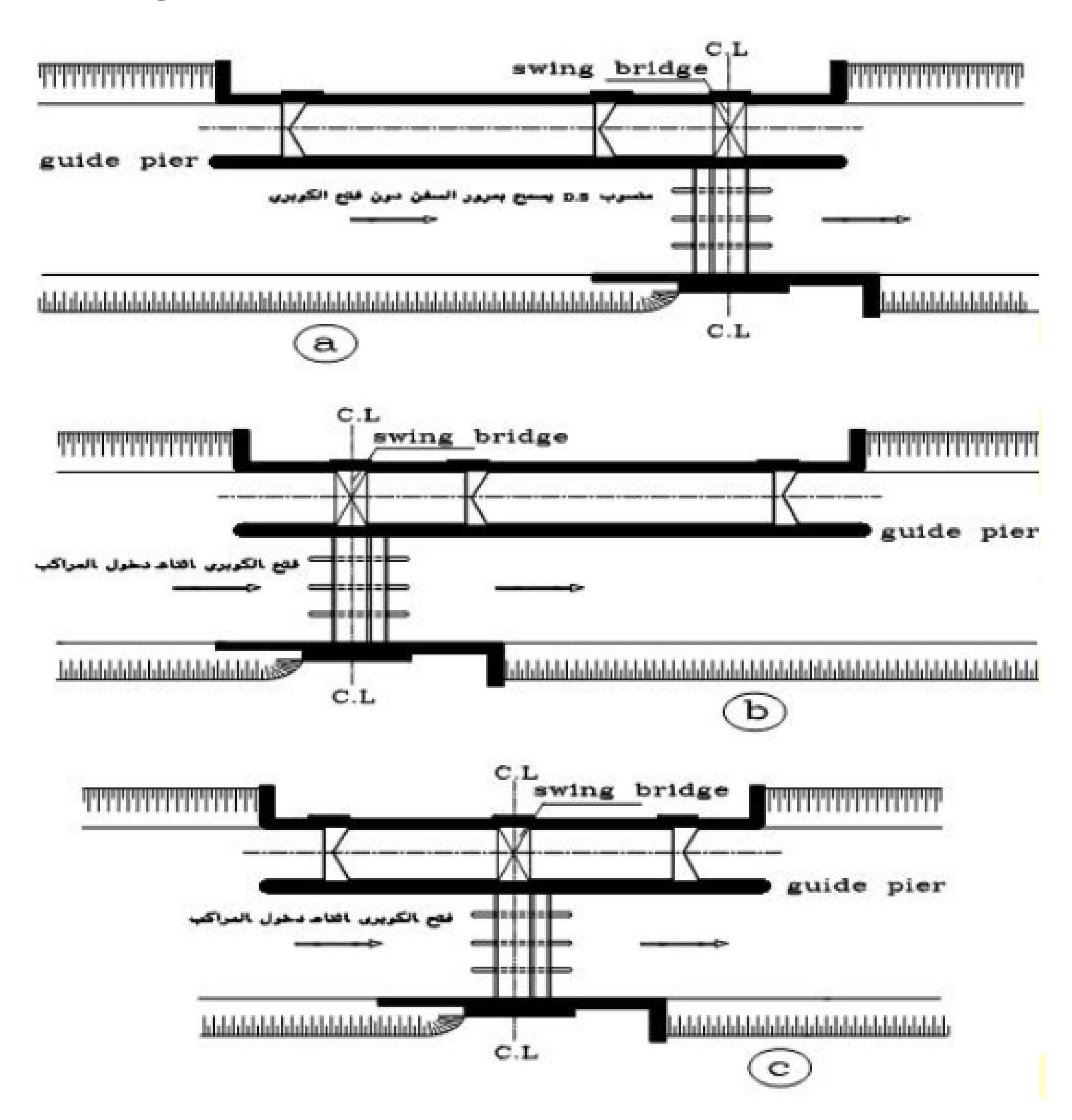


شكل (5-3): هويس متماثل على قناة تحويل

2-4-5 الأهوسة الغير متماثلة Unsymmetrical Locks

يوضع الهويس فى هذه الحالة ملاصقا للمنشأ الأساسى (قناطر ، سد ، هدار ، ....) فى نفس المجرى وبذلك يعتبر المنشأ الأساسى والهويس وحدة إنشائية واحدة كما هو موضح بالأشكال (4-5a, b, c) . وتوضح هذه الأشكال الحالات المختلفة لوضع حوض التعويم Chamber بالنسبة للكوبرى المار فوق القناطر. ويتوقف اختيار أى من هذه الأوضاع على كثافة المرور البرى والنهرى وأيهما أهم.

وطبقاً للكود المصرى للموارد المائية وأعمال الرى، فإن الخبرة العملية الطويلة فى هذا المجال ترجح وضع محور الكوبرى فوق حوض الهويس عند الثلث الخلفى بحيث لا يضطر لفتح الكوبرى أثناء تشغيل الهويس إلا إذا كانت الوحدة الملاحية المارة طويلة جدا أو إذا تواجد العديد من الوحدات داخل حوض الهويس فى وقت واحد.



شكل (4-5): أنماط مختلفة للأهوسة الغير متماثلة

5-5 طرق ملء وتفريغ الهويس Filling and Emptying A lock

إن اختيار نظام الملء والتفريغ يجب أن يراعى فيه أمرين قد يكون كل منهما متعارضا مع الاخر كما يلي :

1- ينبغى أن يكون الزمن اللازم لملء أو تفريغ الهويس قصيراً قدر الإمكان لتحسين كفاءة حركة الملاحة.
2- ينبغى ألا تكون الحركة الاضطرابية للمياه المندفعة إلى الهويس من الشدة بحيث تؤدي الى حدوث إجهادات عنيفة بحبال الربط للسفن قد تؤدى إلى انقطاعها وبالتالى ما قد يحدث من تلف للوحدات المستخدمة للهويس أو أى من أحد أجزاء المنشأ وعلى الأخص البوابات.

ويمكن إستخدام المعادلة العملية التالية والتى إستنتجها العالم الروسى B. D. Katchnovesky لتحديد قيمة القوى المؤثرة على الوحدات الملاحية:

$$S = \frac{1}{35} W^{3/5} \qquad (5\text{-}1)$$

حيث

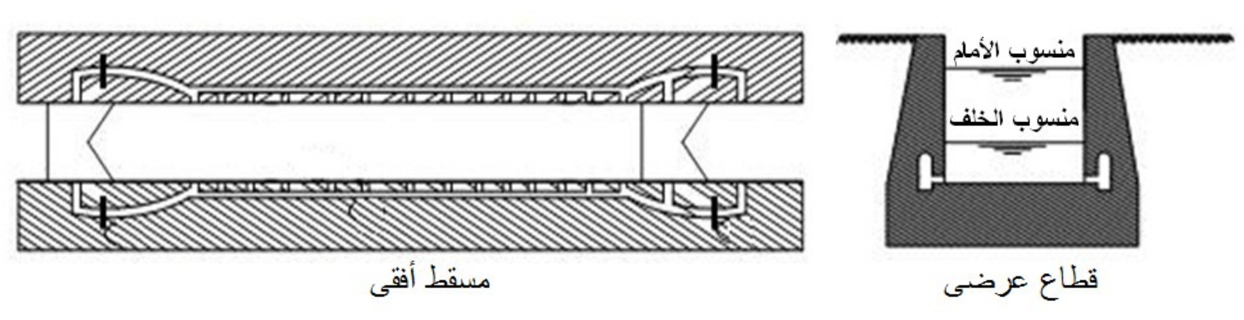
s = القوى المؤثرة على الوحدات بالطن (وبحيث لا تزيد عن 5 طن)

w = وزن الوحدة بالطن

وهكذا نرى أن التقليل من شدة اضطرابية المياه يتطلب البطء فى الملء والتفريغ ، وهو ما يتعارض مع المطلوب من قصر زمن الملء والتفريغ بغية عدم البطء فى حركة الملاحة، لذا فإن جانباً من خبرات تصميم الأهوسة قد تم توجيهه إلى محاولة الموازنة بين المطلبين المتعارضين بطرق فنية مختلفة، وفيما يلي تلخيصاً لأهم الحلول المتبعة.

1-5-5 الطريقة الأمريكية American Practice

وتتلخص فى إنشاء برابخ طولية بالحوائط الجانبية تغذى مجموعة كبيرة من البرابخ القصيرة العرضية كما يبدو بالشكل التوضيحى 5-5، ولقد اتضح أخيراً أن إنشاء البرابخ القصيرة على مسافات غير متساوية يؤدى إلى تخفيض الحركة الاضطرابية للمياه أثناء الملء بدرجة كبيرة، وتناسب هذه الطريقة الأهوسة ذات الرفع الكبير (أكثر من 10 أمتار). ويوضح الشكل (5-6) صورة للبرابخ الطويلة المغذية لبرابخ عرضية بأحد الأهوسة.



شكل (5-5): الملء والتفريغ بالبرابخ الطويلة المغذية لبرابخ عرضية

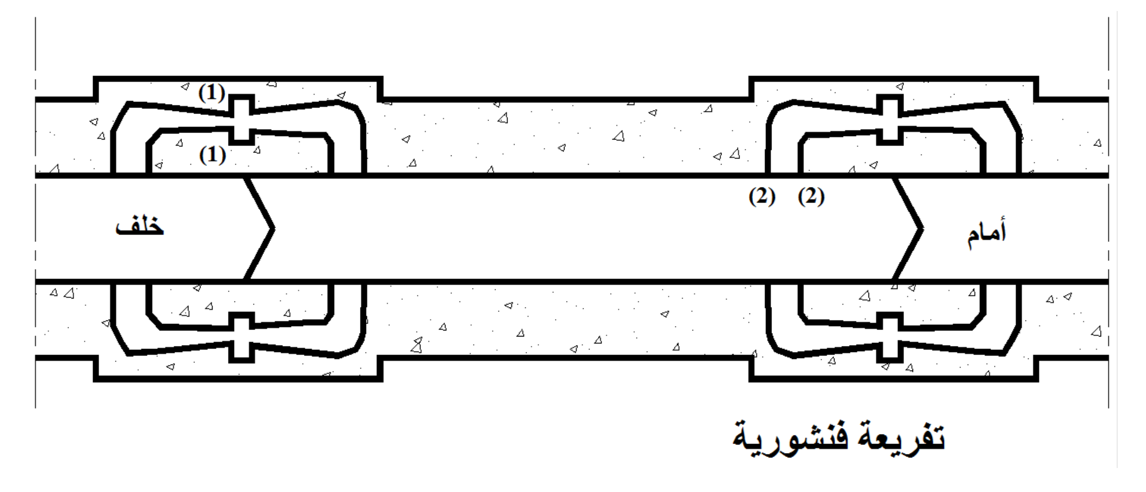


شكل (5-6): صورة للبرابخ الطويلة المغذية لبرابخ عرضية بأحد الأهوسة

2-5-5 تفريعة الفنشورى (الطريقة الأوربية) The venture Loop Conduits (Europen Practice)

وتناسب هذه الطريقة الرفوع المتوسطة (5 إلى 10 أمتار)، (شكل 5-7).

وقد أثبتت هذه الطريقة أنها جيدة من الناحية الهيدروليكية أى فيما يتعلق بتخفيض اضطرابية المياه المندفعة من وإلى الهويس فضلاً عن أنها تكون سببا فى تخفيض تكلفة الحوائط الجانبية بنسبة لا بأس بها.

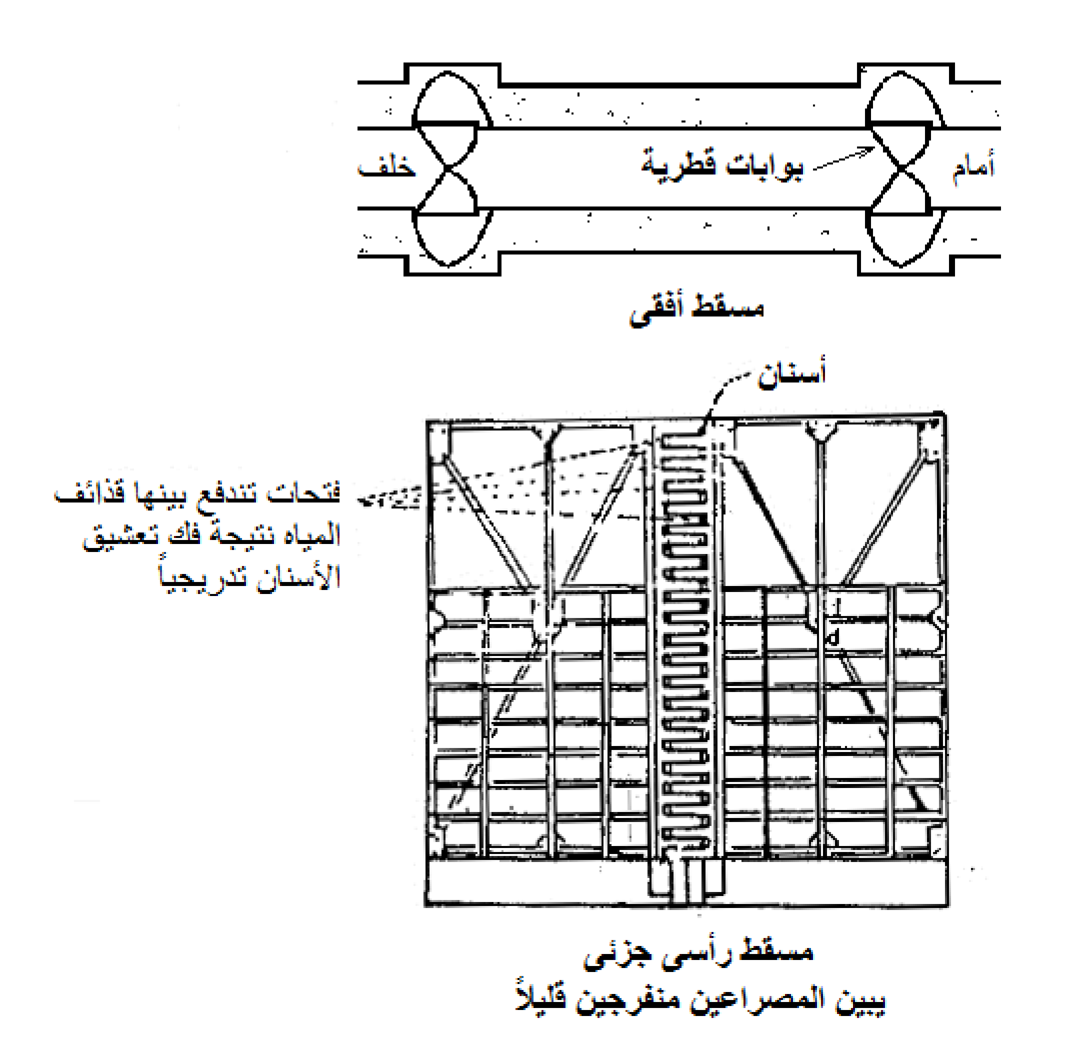


- قطاع التفريعة عند (1)-(1) يحسن أن يكون ضيقاً ومرتفعاً للتقليل من صدمة التدفق.
- قطاع (2)-(2) يكون مستطيلاً.

شكل (5-7): الملء والتفريغ عن طريق تفريعة فنشورية

3-5-5 استخدام البوابات القطرية ذات الحواف المسننة Radial Gates Opened by Cracking

وتناسب تلك الطريقة الرفوع الصغيرة (أقل من 5 أمتار) وفكرتها بصفة عامة (شكل 5-8) تتلخص فى استخدام بوابات قطرية يكون حرف كل من مصراعيها مسننا بحث تتعشق أسنان المصراعين مع بعضها عند تمام اغلاق البوابة، وعند الفتح يتم ذلك ببطء لتنفرج المسافات الناجمة عن ابتعاد الأسنان انفراجاً تدريجياً (بعض المراجع تسمى تلك الطريقة "طريقة الملء والتفريغ بتشريخ البوابات") . ولكون سطح البوابة التى تندفع من خلاله قذائف المياه من الفتحات التى تتركها الأسنان أثناء ابتعادها عن بعضها، ولكون هذا السطح اسطوانى، فإن تلك القذائف تتقاطع مع بعضها داخل حوض التعويم مما يساعد على تخفيض الحركة الاضطرابية غير المرغوب فيها داخل الحوض.



شكل (5-8): البوابات القطرية المسننة

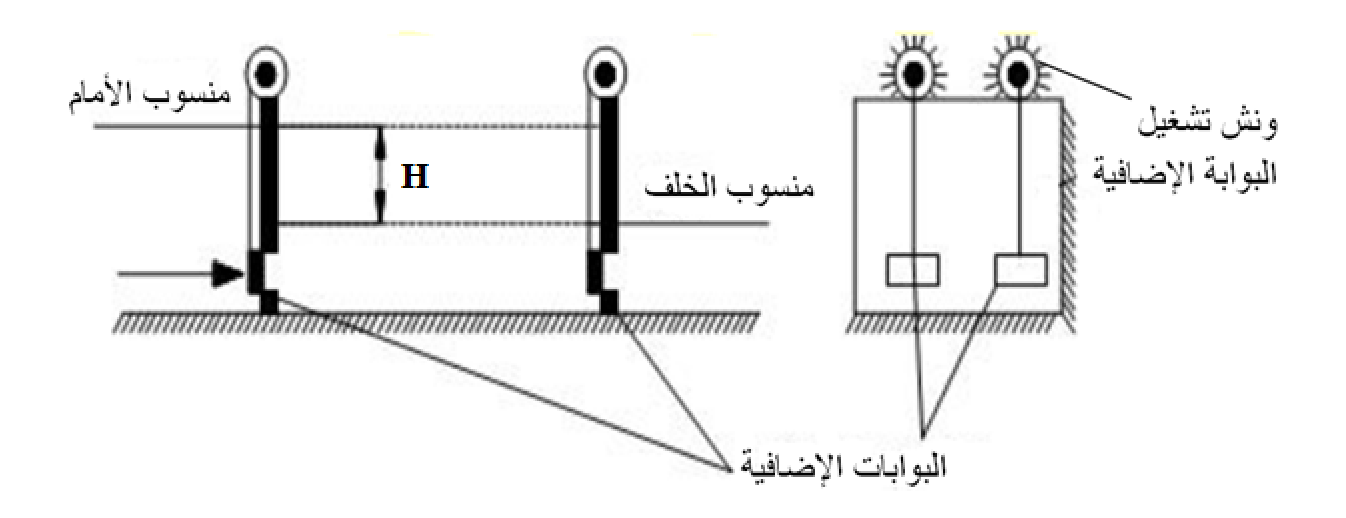
4-5-5 الملء والتفريغ عن طريق بوبابات ثانوية تعمل بالإضافة للبرابخ الجانبية The gated Sluices

يتم إعداد بوابات إضافية ببوابات الهويس الرئيسية إلى جانب التفريعات البربخية الموجودة بالحوائط الجانبية كما هو الحال فى الأهوسة المصرية الحالية (الشكلان 5-9 و 5-10).

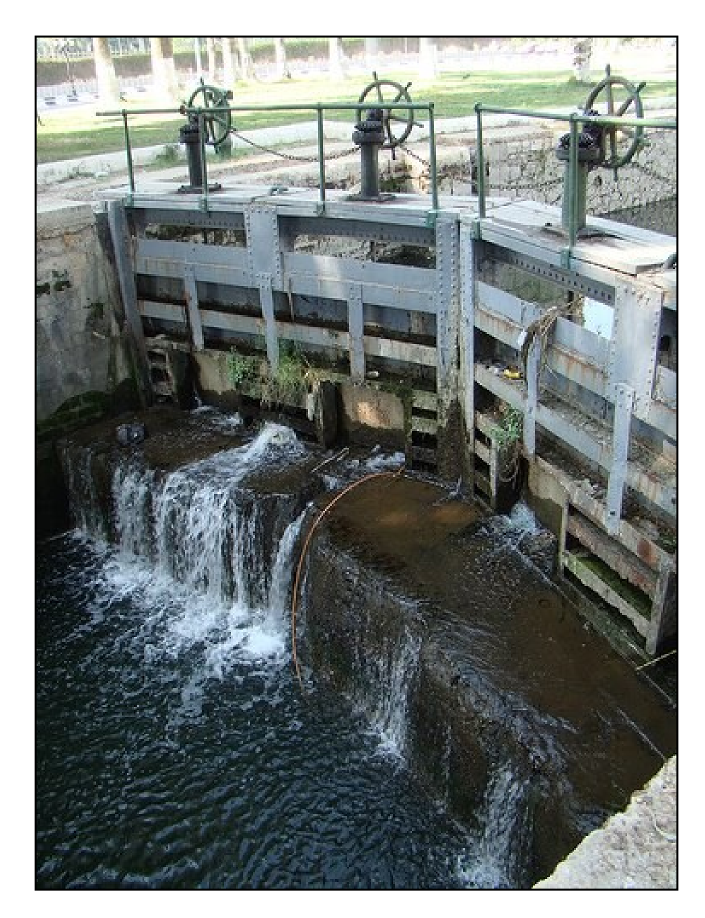
وتبعا لحجم الهويس يتراوح عدد تلك البوابات الإضافية بالمصراع الواحد من بوابة واحدة الى ثلاثة، وكل بوابة تستعمل لغلق أو فتح فتحتين مستطيلتين أحدهما تعلو الأخرى على محور رأسي واحد ، فإذا رمزنا لارتفاع الفتحة بالرمز " أ " وعرضها بالرمز " ب " فإن الأرقام المناظرة فى بعض الأهوسة المصرية (عرض 7 الى 12 متراً) تكون كما يلي :

" أ " حوالى 30 الى 38 سم.

" ب " حوالى 112 الى 117 سم.



شكل (5-9): شكل تخطيطى لتوضيح الفكرة العامة للبوابات الإضافية



شكل (5-10): صورة تبين البوابات الإضافية بإحدى بوابات الأهوسة

6-5 حساب الزمن اللازم للملء والتفريغ Computattion of The time of Filling or Emptying

أولاً: حالة التفريعات البربخية ومعها البوابات الثانوية

تقترب هذه الحالة كثيراً من مسألة التدفق خلال ثقب مغمور تحت ضاغط متغير (يرجع الى مؤلفات ميكانيكا الموائع)، ويمكن استعمال المعادلة التالية :

$$T = \frac{T_1}{2} + \frac{2\,A\,\sqrt{H}}{\sqrt{2g}\,(C_{d1}\,a_1 + C_{d2}\,a_2)} \qquad \textbf{(5-2)}$$

حيث :

T = الزمن الكلي للملء والتفريغ.

A = مساحة سطح المياه داخل حوض التعويم (A= L.B) (شكل 5 – 11)

L = طول حوض التعويم بالمتر

B = عرض حوض التعويم بالمتر

H = رفع الهويس = أقصى فرق بين منسوبي المياه بالامام والخلف.

g = عجلة الجاذبية الأرضية.

C_{d1} = معامل التدفق للبرابخ، ويؤخذ عادة 0.62.

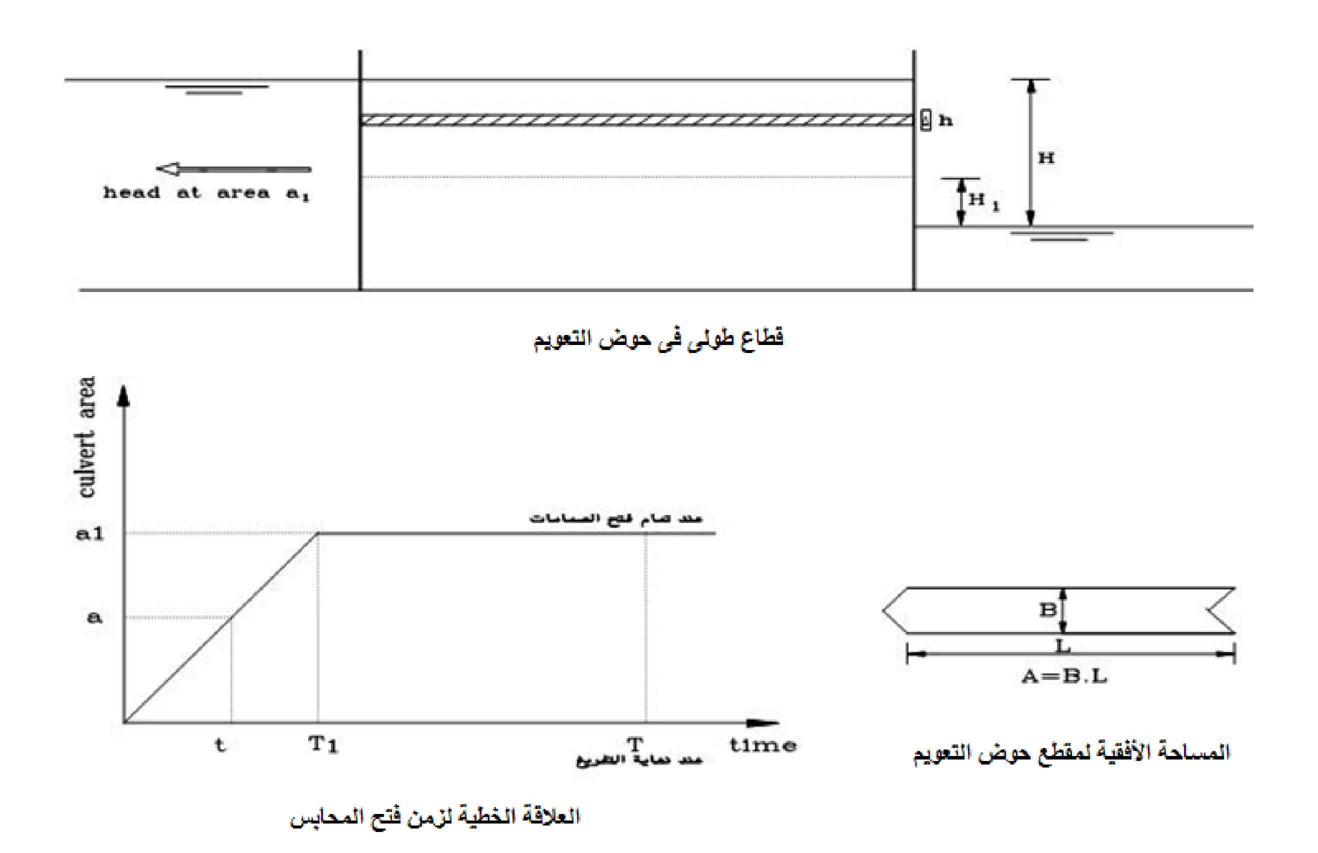
C_{d2} = معامل التدفق للبوابات الإضافية، ويؤخذ من 0.32 إلى 0.58 ويفضل استعمال القيمة الادنى للاحتياط.

a_1 = مساحة المقطع العرضى لبرابخ الملء والتفريغ.

a_2 = مساحة فتحات الملء والتفريغ ببوابات الهويس، وعادة ما تكون فتحتين طول كل منهما 1.00 متر وعرضها 0.40 متر.

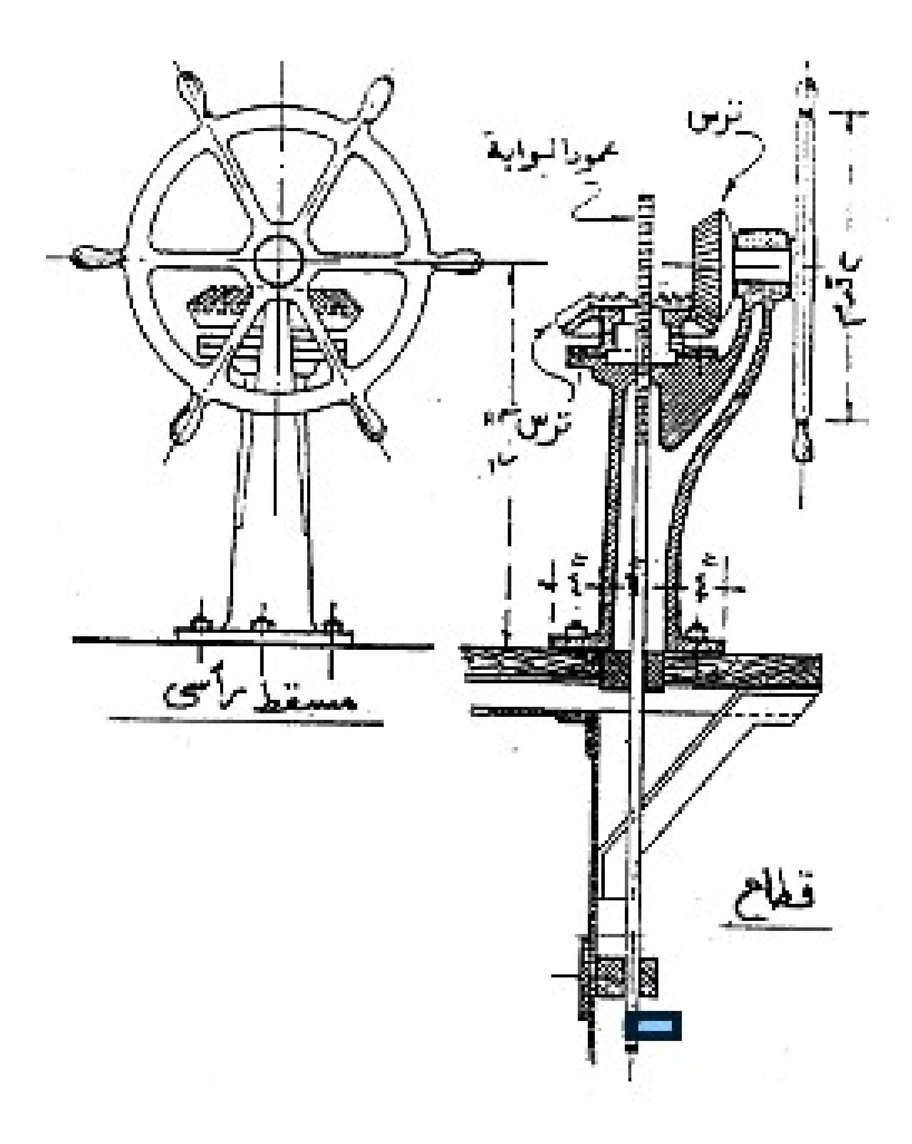
ويمثل مجموع المساحات للفتحات بالبوابات والبرابخ نسبة من مساحة سطح المياه داخل حوض التعويم ، وتتراوح هذه النسبة ما بين 1 : 200 إلى 1 : 250 .

T_1 = الزمن اللازم لفتح محابس البرابخ وبوابات الفتحات الإضافية، وقد أخذ نصفه فقط بالمعادلة (5-2) على اعتبار أن مساحة تلك الفتحات تتزايد مع الفتح التدريجى حتى تصل إلى أقصاها فيما بين الزمن "صفر" والزمن " T_1 "، وبافتراض أن ذلك التزايد يكون خطياً (شكل 5 – 11).

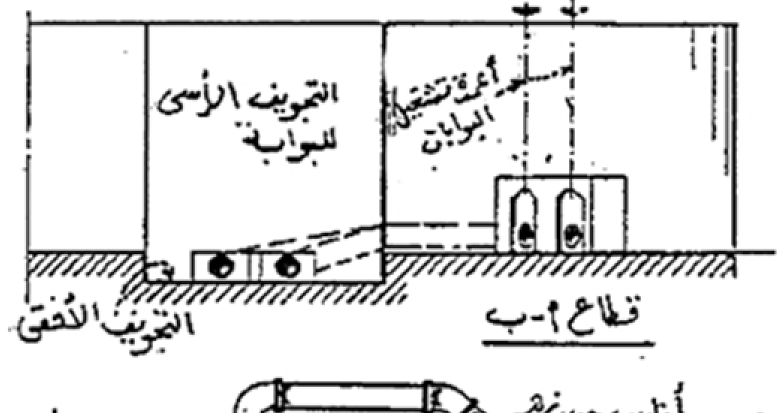


شكل (5-11): كيفية حساب زمن الملء أو التفريغ

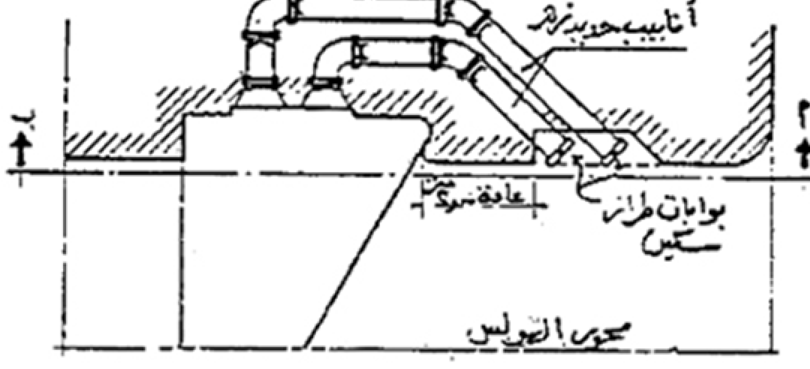
ويجد القارئ بالشكل 5 – 12 رسماً يبين ونش تشغيل البوابة الإضافية بينما يبين الشكل 5 – 13 نوعين من التفريعات فى منطقة التجويف الأفقى (الذى يتحرك بداخله الطرف السفلي لمصراعي البوابة ، أنظر فيما بعد) ولا يخفى ما فى ذلك من ميزة إعطاء الفرصة لتقليب الرواسب التى قد تتجمع فى ذلك التجويف وبالتالى سهولة اكتساحها مع حركة المياه.

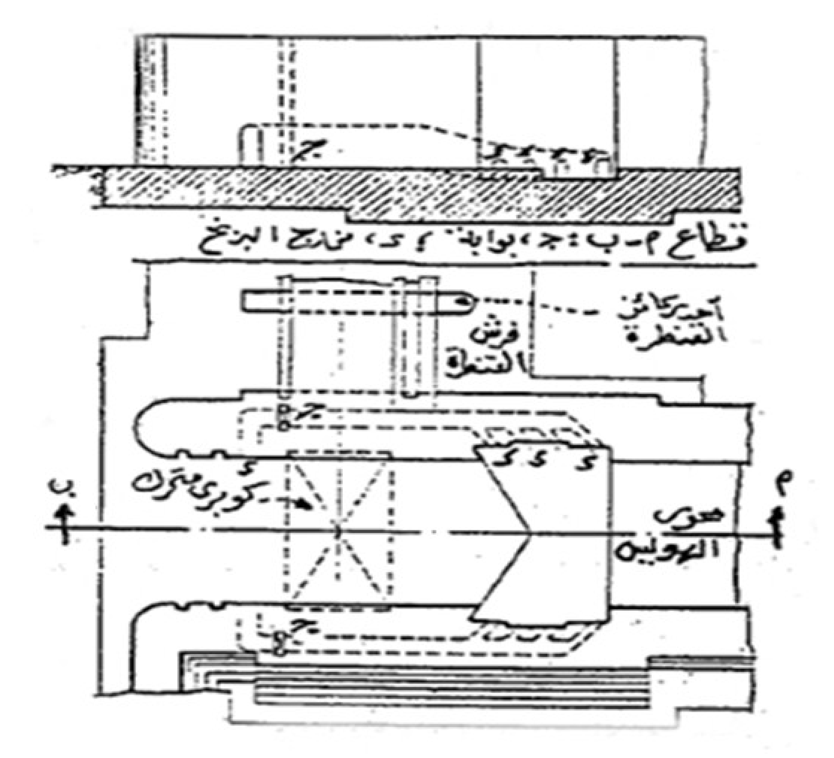


شكل (5-12): ونش تشغيل البوابة الإضافية



تفريعة بربخية من
أنبوبتين من الحديد الزهر





تفريعة بربخية من
المبانى ومتعددة المخارج

شكل (5-13): مساقط لبديلين من بدائل التفريعات البربخية

ثانياً: أنظمة الملء والتفريغ الأخرى

بالنسبة لنظم الملء والتفريغ الاخرى كالتفريعة الفنشورية أوالبوابات القطرية المسننة وغيرها، فإن استعمال طريقة تحليلية مبسطة كما فى الحالة السابقة لا يعطى نتيجة دقيقة. ويتطلب الأمر عادة حل معادلات تفاضلية عن طريق التكامل الحسابي نقطة نقطة ، وعلى أى حال فإنه إذا كان المطلوب هو مجرد المقارنة بين أنظمة مختلفة للملء والتفريغ، فإنه من الممكن استعمال المعادلة التالية مع وضع معامل التدفق المناسب طبقا لما هو وارد بالجدول 4 – 1

$$T = \frac{T_1}{2} + \frac{2\,A\,\sqrt{H}}{C_d\,.a\sqrt{2g}} \qquad \textbf{(5-3)}$$

حيث :

T = الزمن الكلي للملء والتفريغ.

T_1 = الزمن اللازم لفتح أو غلق منافذ الملء أو التفريغ.

A = مساحة سطح المياه داخل حوض التعويم (A= L.B).

H = رفع الهويس = أقصى فرق بين منسوبي المياه بالامام والخلف.

g = عجلة الجاذبية الأرضية.

C_d = معامل تدفق، (جدول 5 – 1).

a = مساحة المقطع العرضى لمنفذ الملء أوالتفريغ مأخوذة عند مواقع المحابس.

.

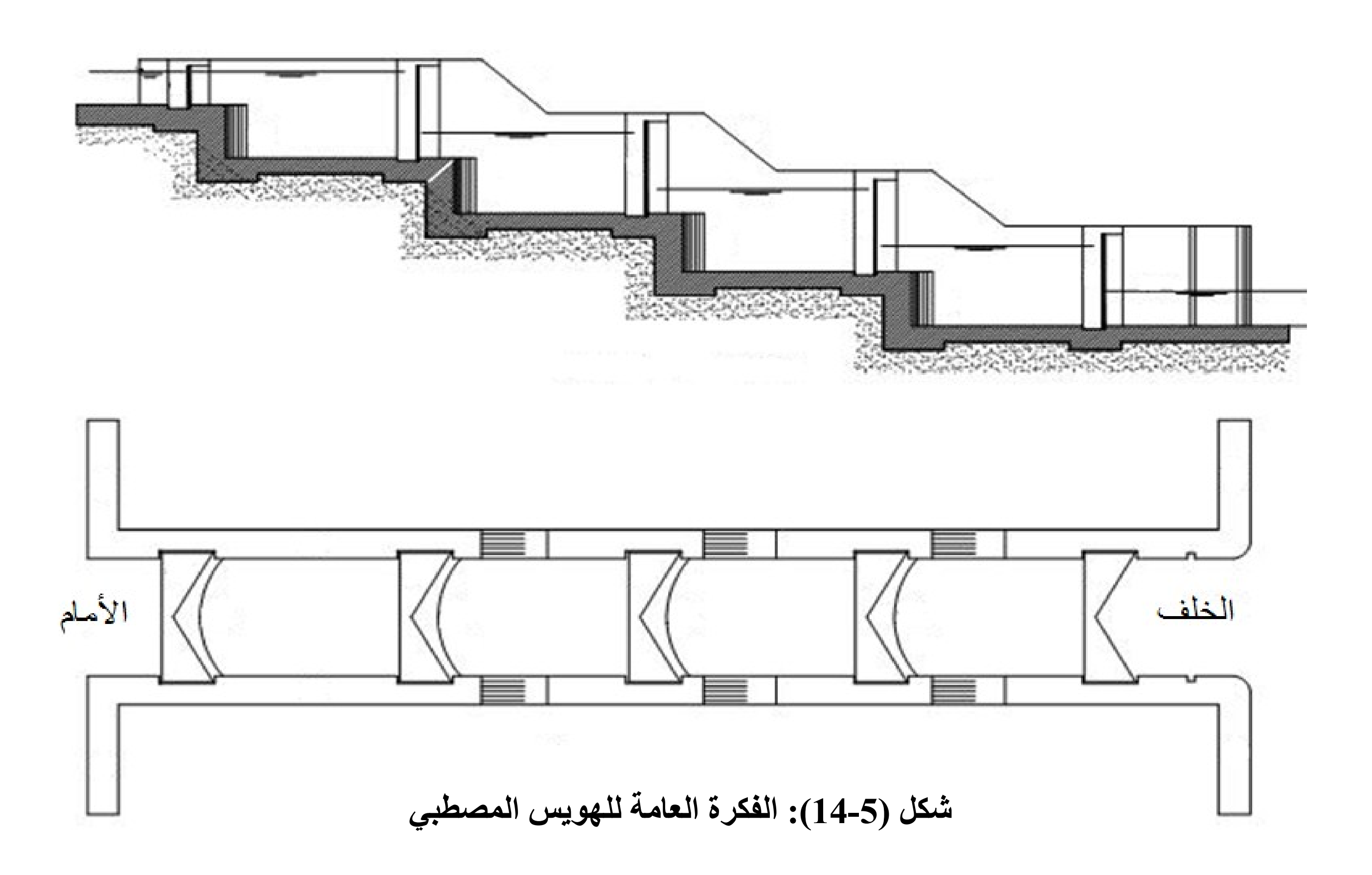
جدول (5 – 1): معاملات التدفق لبعض أنظمة الملء والتفريغ

النظـــــــــــام	C_d
البرابخ الطويلة المغذية لبرابخ قصيرة متعددة.	0.85 إلى 0.95
التفريعة الفنشورية.	0.75 إلى 0.85
البوابات القطرية المسننة.	0.80

7-5 الأهوسة ذات الرفع الكبير

فى الحالات التى يكون فيها رفع الهويس كبيراً قد تصل الارتفاعات المطلوبة للحوائط وأيضا البوابات إلى قيم غير اقتصادية وأحيانا غير عملية خاصة فيما يتعلق بتشغيل البوابات، لذا يلجأ عادة فى مثل هذه الأحوال الى الهويس المصطبى Stepped Lock (ويطلق عليه فى بعض المراجع اسم الهويس السلمى) وبذلك ينقسم الرفع الواحد الكبير الى عدة رفوع متوسطة القيمة (شكل 5 -14)، ومن أمثلة الأهوسة المصطبية هويس "قناة بنما" التى تصل المحيط الهادى بالمحيط الأطلسى (شكل 5 – 15).

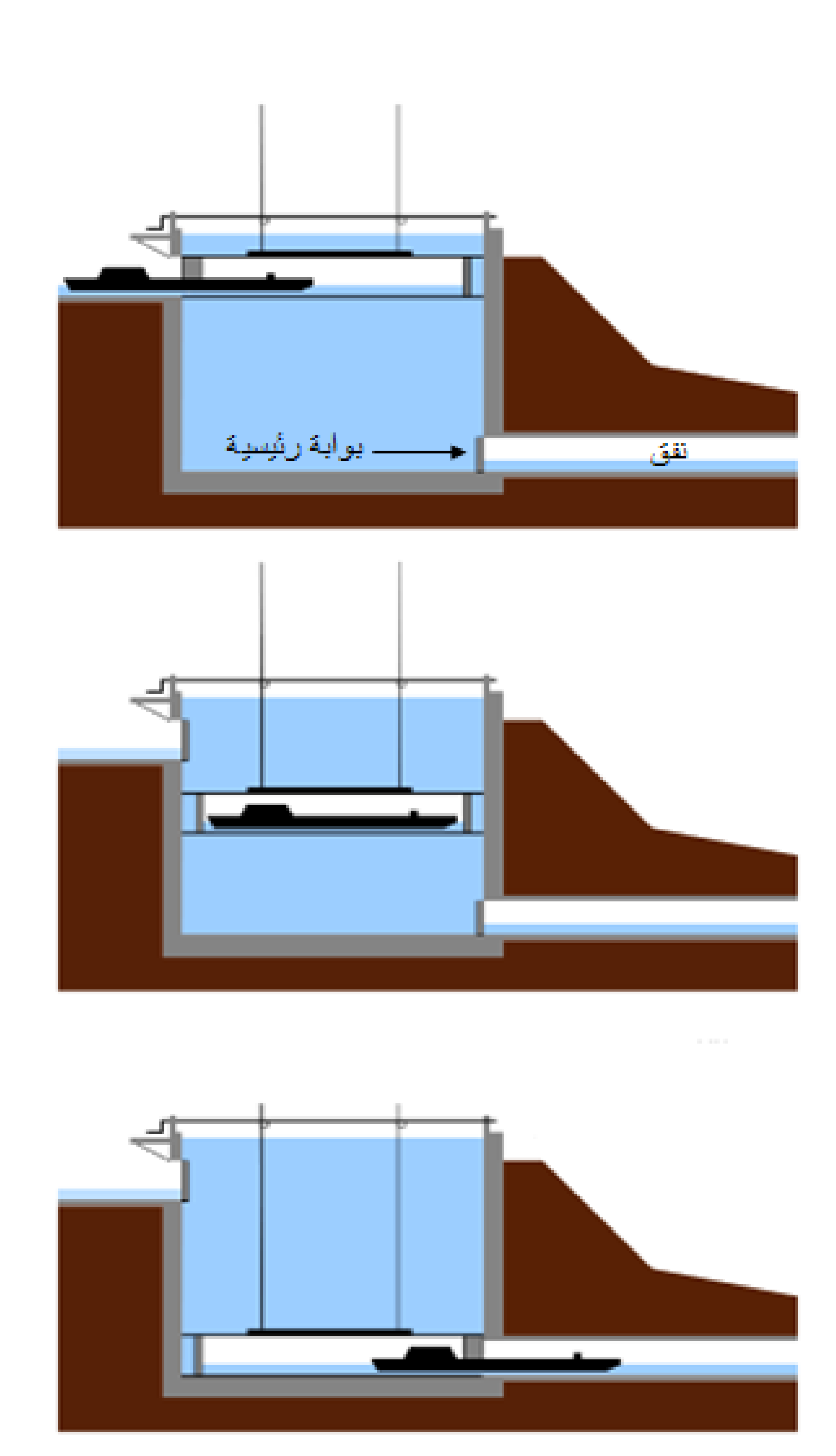
ومن الحلول الممكنة فى حالة الرفع الكبير ذلك الحل الذي توجد منه بعض الأمثلة فى أوروبا (شكل 5 – 16) ويطلق عليه أحياناً اسم "الهويس البئر" ويتلخص الحل فى عمل مصطبة واحدة مرتفعة وتكون البوابة الخلفية على شكل نفق يغلق ويفتح ببوابة رأسية لا يصلح هذا النمط إلا للوحدات البخارية لأن البوابة تصبح غير اقتصادية فى حالة السفن الشراعية.



شكل (5-14): الفكرة العامة للهويس المصطبي



شكل (5-15): هويس قناة بنما

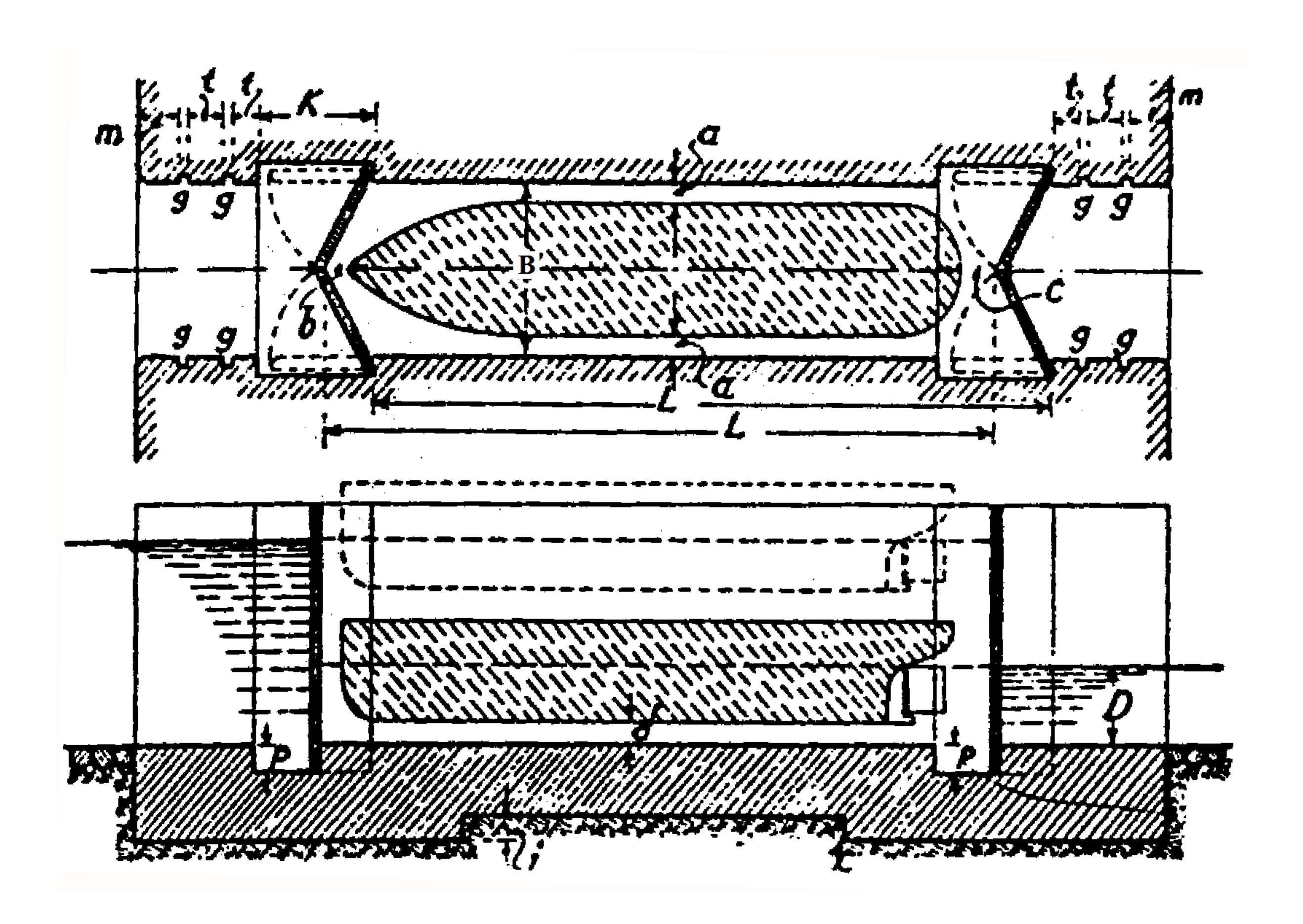


شكل (5-16): الفكرة العامة للهويس البئر

8-5 تصميم الهويس Design of The lock

1-8-5 بعض الأبعاد العملية بمنشأ الهويس Practical Dimensions of The lock Chamber

بالإشارة الى الشكل 5-17 ، سنعطى فيما يلى بعض الأرقام ذات الفائدة فى تحديد الأبعاد العامة التى تهم مصمم منشأ الهويس.



شكل (5-17): أبعاد عامة بمنشأ " الهويس

الأبعاد " a " ، " b " ، " c " ، " d "

"**a**" هى أقل مسافة جانبية بين جسم السفينة وحائط الهويس تكفل سهولة الحركة والأمان، أما المسافتان "**b**"، "**c**" فمطلوبتان بين جسم السفينة والبوابات وذلك على امتداد المحور الطولى للهويس والمسافة "**d**" تعبر عن أقل مسافة رأسية بين قاع حوض التعويم وجسم السفينة وهى بكامل حمولتها.

وطبقا لما هو متبع عادة فى التصميمات، تسرى القواعد العامة التالية:

"**a**" للقنوات من 0.40 الى 0.90 مترا وللأنهار 0.70 الى 1.50متراً.

(**c + b**): يؤخذ مجموع البعدين **c** ، **b** ، من 1.00 الى 1.50 متراً للقنوات والأنهار على حد سواء.

"**d**" للقنوات من 0.50 إلى 1.00 متر ، وللأنهار من 0.50 الى 1.50 متراً.

الأبعاد "L" ، " B " ،" D "

" L " ، " B " هما طول وعرض حوض التعويم Chamber على التوالى ، بينما " D" هو أقل عمق للمياه داخل الهويس مقاسا من أقل منسوب للمياه بالخلف.

ويراعى عند إختيار طول الهويس أن يسمح هذا الطول بمرور أكبر الوحدات طولا وكذلك الجرار الذى يستخدم فى سحب الوحدات (الصنادل). وفى المجارى المائية الكبيرة مثل نهر النيل يؤخذ الطول ليسمح بمرور وحدتين سياحيتين. وتستخدم المعادلة التالية فى تحديد طول الهويس :

$$L = \left[L_g + n.L_s + \Delta L(n+1)\right] \text{x}1.15 \qquad \textbf{(5-4)}$$

حيث

L = الطول الكلى لحوض الهويس

L_g = طول الجرار

n = عدد الصنادل المسحوبة

L_s = طول الصندل

ΔL = المسافة بين الصنادل وبعضها وتؤخذ عادة 2 متر

ويمكن إستخدام المعادلة التالية لتحديد عرض الهويس

$$B = r.B_s + \Delta B.(r+1) \qquad \textbf{(5-5)}$$

حيث

B = العرض الكلى للهويس

r = عدد الصفوف

B_s = عرض الوحدة أو الصندل

ΔB = خلوص أمان بين حائطى الهويس والوحدات العابرة ويؤخذ عادة من 0.50 إلى 1.00 متر

والجدول 5 – 2 يبين القيم المعتادة لهذه الأبعاد بالأهوسة المصرية حاليا. ويلزم للتصميم أيضاً معرفة غاطس السفن التى ينتظر أن تستخدم الهويس والجدول 5 – 3 يبين غاطس السفن والقوارب التى تبحر فوق مياة النيل.

جدول (5 – 2): طول وعرض الهويس وأقل عمق للمياه بداخله بالأهوسة المصرية بالمتر

درجة المجرى المائى	L	B	D
درجة أولى	125	16	3 الى 4
النيل الرئيسى	80	16	4.25
درجة ثانية (فروع النيل)	80 الى 65	12	3
درجة ثالثة (القنوات الرئيسية)	65 الى 55	10 الى 9	2 الى 1.75
قنوات فرعية	40 الى 25	8 الى 6	1.75 الى 1.50

جدول (5 – 3): أبعاد السفن والقوارب التى تستخدم النيل والقنوات الرئيسية

الطراز	الطول متر	أقصى عرض متر	الغاطس متر
بواخر	60 – 40	10 – 7	2,75 - 2
صنادل	40 – 30	8 – 6	2
قاطرات	25 – 20	4.50	1,75
مراكب شراعية	25 – 20	6	2

الأبعاد " g" ، " t " ، " m " ، " K " ، " P ":

المجرى " **g** " يؤخذ 0.40 × 0.40 للأهوسة بعرض 8 أمتار، ويؤخذ 0.30 × 0.30 للأهوسة بعرض 6 أمتار، هذه المجريات توضع بها أخشاب غما فى حالة الكشف على البوابات الرئيسية أو إصلاحها.

ويؤخذ البعد " **t** " حوالى 2 متر للأهوسة بعرض 8 أمتار وحوالى 1.50 متر للأهوسة بعرض 6 أمتار.

والبعد " **m** " لا يقل عن 2.50 متر بالأمام ، أما فى الخلف فيجب التحقق منه ضمن حسابات الحائط لمجابهة الاجهادات الناتجة عن الضغوط الواقعة على البوابة وهى مغلقة (أنظر فيما بعد طريقة التحقق من استقرار حوائط الضغط Thrust Walls) ويؤخذ البعد "**K**" وهو عرض التجويف الرأسي الخاص بالبوابة، ويؤخذ بما يتفق مع أبعاد البوابات المستخدمة. وتوخذ المسافة "**P** " وهى المسافة بين منسوب قاع التجويف ومنسوب أرضية حوض التعويم بحيث لا تقل عن 0.50 متر.

2-8-5 بعض أنماط بوابات الأهوسة Types of Gates

1-2-8-5 البوابات المتساندة Double-Leaf Mitring Swing Gates

من الناحية الإنشائية تعمل هذه البوابات وهى مغلقة تحت ضغوط المياه وكأنها عقد ثلاثى المفاصل (شكل 5-18) (أنظر فيما بعد طريقة نقل ضغوط المياه فيما بين البوابة المتساندة وحائط الضغط)، وهذا النوع من أكثر بوابات الأهوسة شيوعاً.

ولسهولة تشغيل بوابة الهويس فإن الخلوص بين أجزاء البوابة الحديدية والمبانى بجوارها يكون حسب الشكل (5-19) حيث :

n = لا تقل عن 25 سم

m = من 2 إلى 5 سم

p = من 12إلى 20 سم

s = تؤخذ عادة 3 سم

t = 12/1 عرض البوابة أو 20/1 عرض الهويس

z = من 10 إلى 15 سم

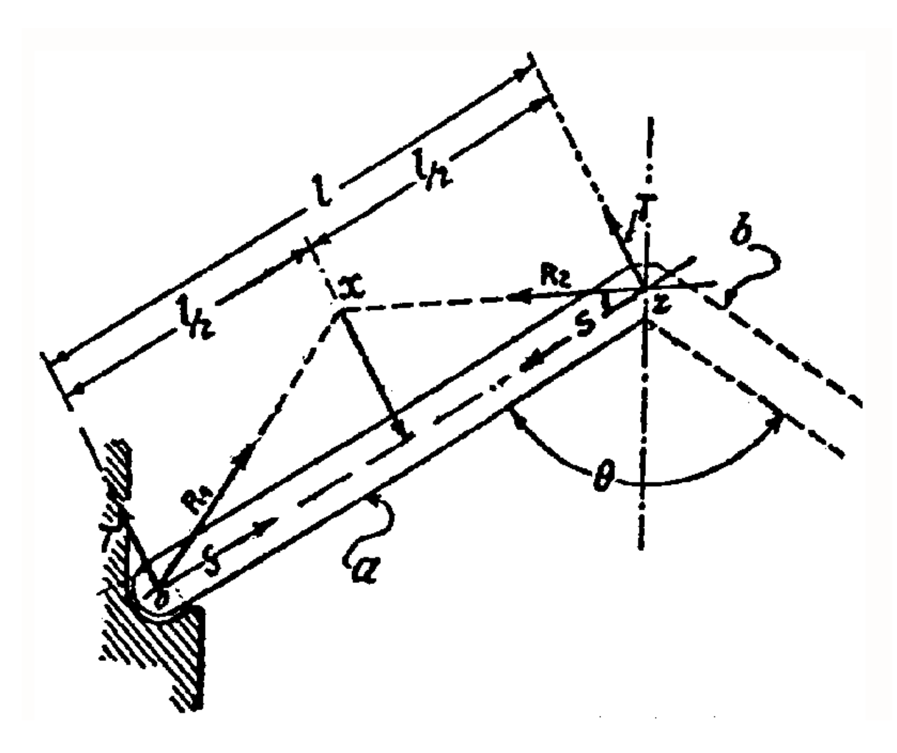
ويمكن حساب طول البوابة كما هو موضح بالشكل (5-20) وبإستخدام المعادلة التالية :

$$L = \frac{(\frac{B}{2}) + z + m + \frac{t}{2}}{Cos\,\alpha} + \frac{t}{2} + S\,Tan\,\alpha \qquad \textbf{(5-6)}$$

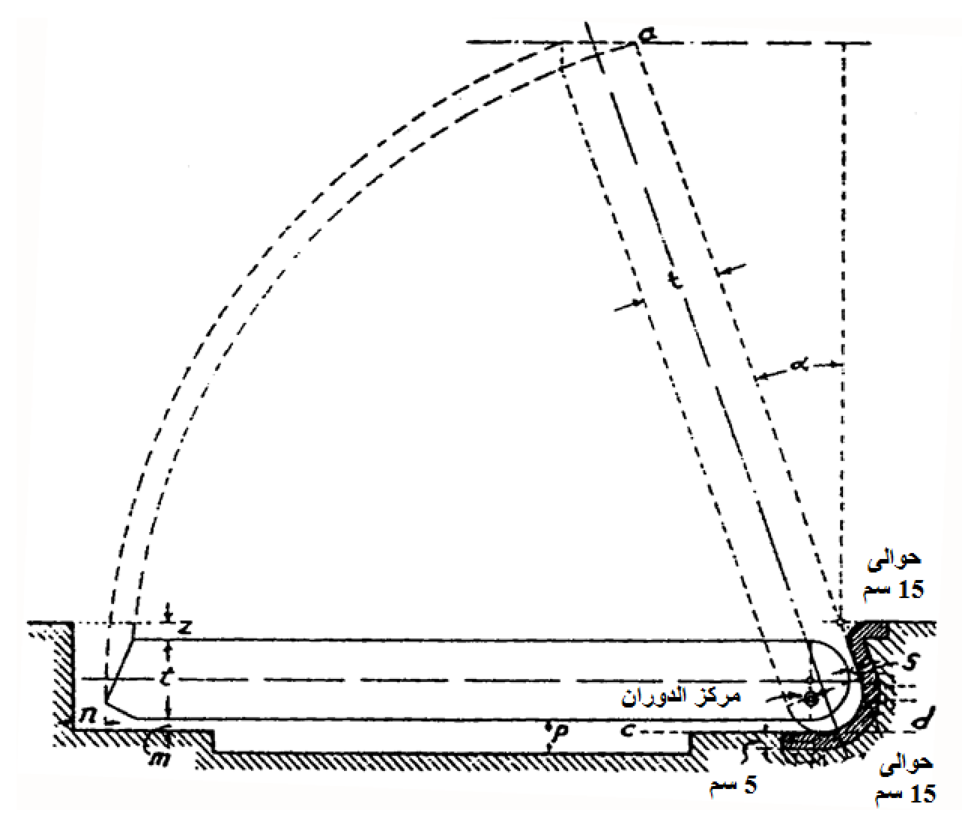
حيث

B = عرض الهويس

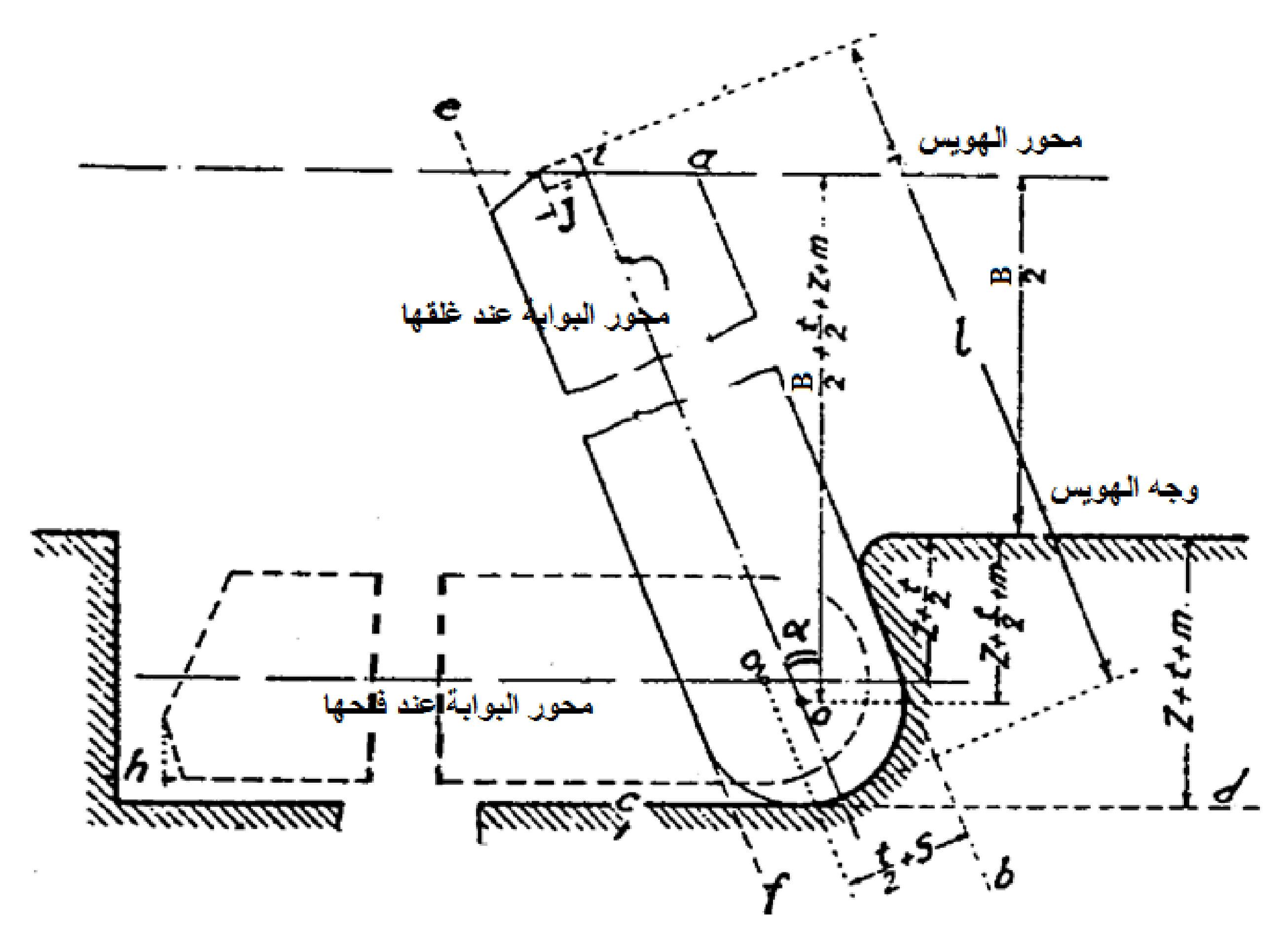
وباقى العوامل موضحة بالشكل (5-20).



شكل (5-18): البوابات المتساندة



شكل (5-19): الخلوص بين أجزاء بوابة الهويس والمبانى بجوارها



شكل (5-20): حساب طول بوابة الهويس

ويبن الشكل 5- 21 العناصر الأساسية لمكونات البوابة الحديدية الشائع إستعمالها فى الأهوسة ذات المقاسات النمطية، وبيانها التالى :

1- صاج التجليد الحديدى P1 ويفضل تثبيته بالجهة الأمامية للبوابة. والسمك القياسى للصاج المستخدم فى البوابات النمطية حوالى 0.8 سم على أن يراعى ألا يقل هذا السمك عن 1.0 سم فى الجزء السفلى من البوابة التى يزيد إرتفاعها عن 5 متر.
2- الكمرات الرئيسية (Main Girders) A1, A2, A3, A4 & A5 لإرتكاز صاج التجليد الحديدي. ويلاحظ أن الكمرة السفلية A5 ترتكز على العتب عندما تكون البوابة مغلقة. وتزود هذه الكمرة بمخدة خشبية D1 لتقليل الجزء المائى بين العتب والبوابة وكذلك لإمتصاص تأثير الدفع على العتب أثناء الإرتكاز. وتحمل الكمرة العليا A1 الممشى C وأوناش فتح وقفل الفتحات التى قد توجد فى البوابة. ويتم تحديد أماكن الكمرات الأفقية بحيث تتساوى الضغوط على كل منها على ألا تزيد المسافة بين كل كمرة وأخرى عن 1.2 متر. وبعد تحديد أماكن الكمرات الافقية يتم حساب الضغط الواقع على كل كمرة من دياجرام الضغط الهيدروستاتيكى ومنه تحسب إجهادات الضغط القصوى على الوحدة الطولية ثم تصمم بالطرق المعروفة فى ميكانيكا

الإنشاءات، ويتراوح عمق الكمرات ما بين 12/1 إلى 14/1 من طولها .ويوصى عند التصميم بإهمال ضغط المياه على البوابة من الخلف مع الأخذ فى الإعتبار أقصى ضغط للمياه بالأمام وذلك لمزيد من الأمان فى التصميم.

3- عمود البوابة القريب من مركز الدوران B1 (Heel Post) ، وعمود البوابة عند إلتقائها بالأخرى B2 (Mitre Post) . ويحمل عمود الإلتقاء لكل بوابة مخدة خشبية رأسية D2 على أن تتلامس المخدتان الخشبيتان الرأسيتان تماما عندما تغلق البوابتان وذلك لإمتصاص تأثير دفع الإلتقاء عند الإغلاق وتوزيع الضغوط من بوابة على الأخرى بالتساوى ولمنع تسرب المياه بين البوابتين عند سطح التلامس (شكل 5-22). ويجب أن تقوى البوابة بشدادات (Counterbraces) F1, F2 . ويوضح الشكل (A23-5) التفاصيل الإنشائية لعمود الدوران (Heel Post) وكل من المحورين العلوى والسفلى (Pins) والذى يصل قطر كل منهما إلى حوالى 10 سم بينما القطر نصف الكروى (Hemispherical) السفلى الذى يتحرك داخله المحور يصل إلى حوالى 13 سم.

4- محورا دوران البوابة العلوى والسفلى E1, E2 وأجزاء الدوران الدائرية والتى تكون مع بعضها إرتكازا لمحورى الدوران (الشكلين B23-5، C23-5).

وتبين الأشكال من 5-24 إلى 5-26 بعض الأمثلة الطبيعية للبوابات المتساندة.

5-8-2-2 البوابات المنزلقة Rolling Gates

الشكل 5-27 يبين الفكرة العامة للبوابة المنزلقة، ولعل من أمثلة البوابات المنزلقة التى يجدر ذكرها بوابات الهويس المصطبى لسد أسوان بمصر (شكل 5-28) حيث البوابات تتعلق – فى وضعها المغلق – بواسطة بكرات من كوبرى إلى أعلا حتى يمكن للسفن أن تمر (فى الشكل 5 – 29 نلاحظ أن الكوبرى فى وضعه المغلق). الشكل 5-30 يبين منظراً للهويس من داخل حوض التعويم.

5-8-2-3 بوابات الرفع الرأسى Vertical Gates

انظر الأشكال 5 – 31 إلى 5 – 34.

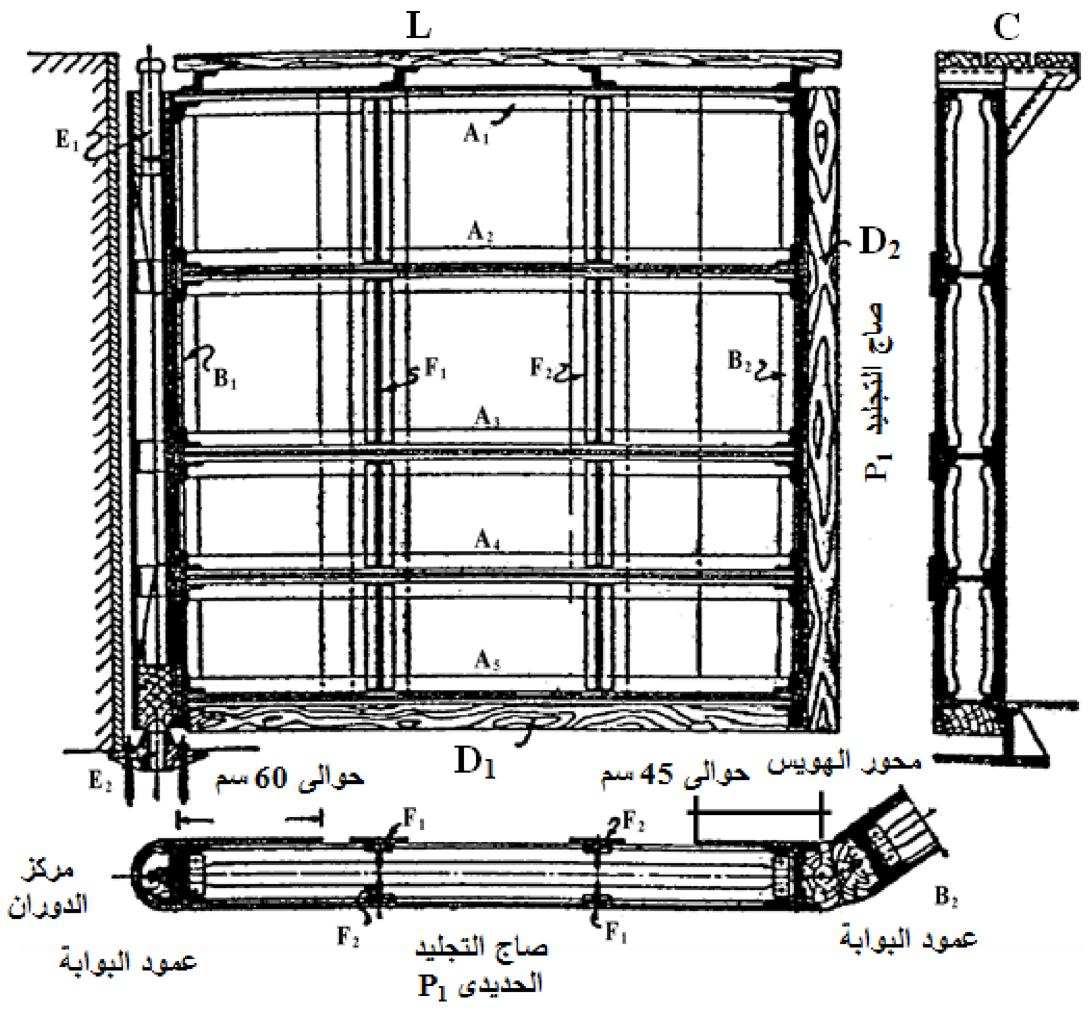
5-8-2-4 البوابات الهابطة Falling Gates

أنظر شكل 5-35

5-8-2-5 البوابات القطرية Radial Gates

ويتميز هذا النمط بسهولة الحركة ضد ضغوط المياه، لذا يلجأ للبوابة القطرية حينما يكون حجم البوابة ضخماً لتلافى المقاومة الشديدة لحركة البوابة، (انظر الشكلين 5 – 36 و 5-37).

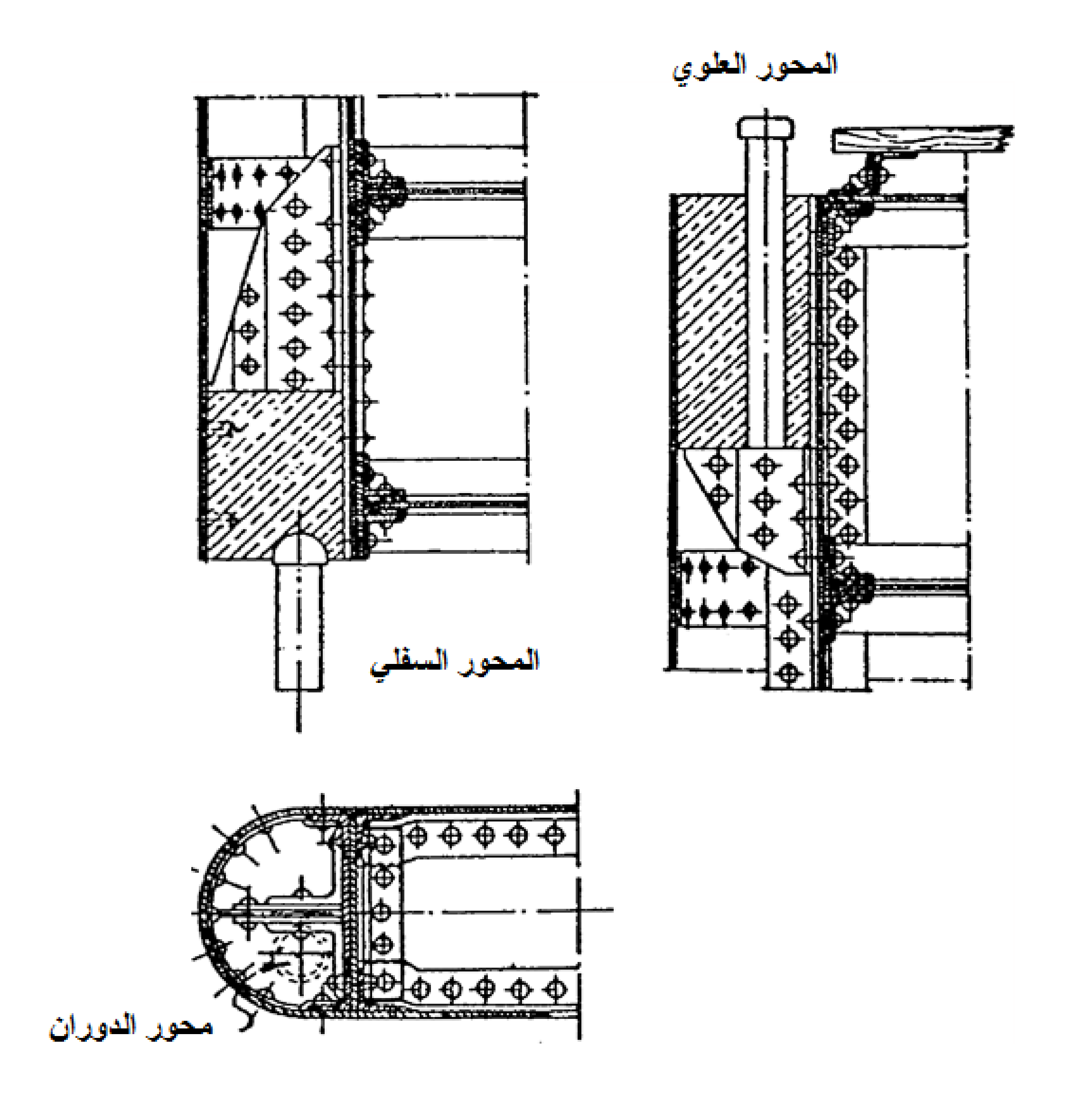
وجدير بالذكر أن المقصود بالبوابة القطرية هنا أن البوابة قطرية الحركة، حيث أن البوابة قد يكون مقطعها مثلثي على وجه التقريب، ولا يمنع ذلك من وجود تصميمات تكون فيها البوابة قطرية الحركة وأيضا سطحها إسطوانى.



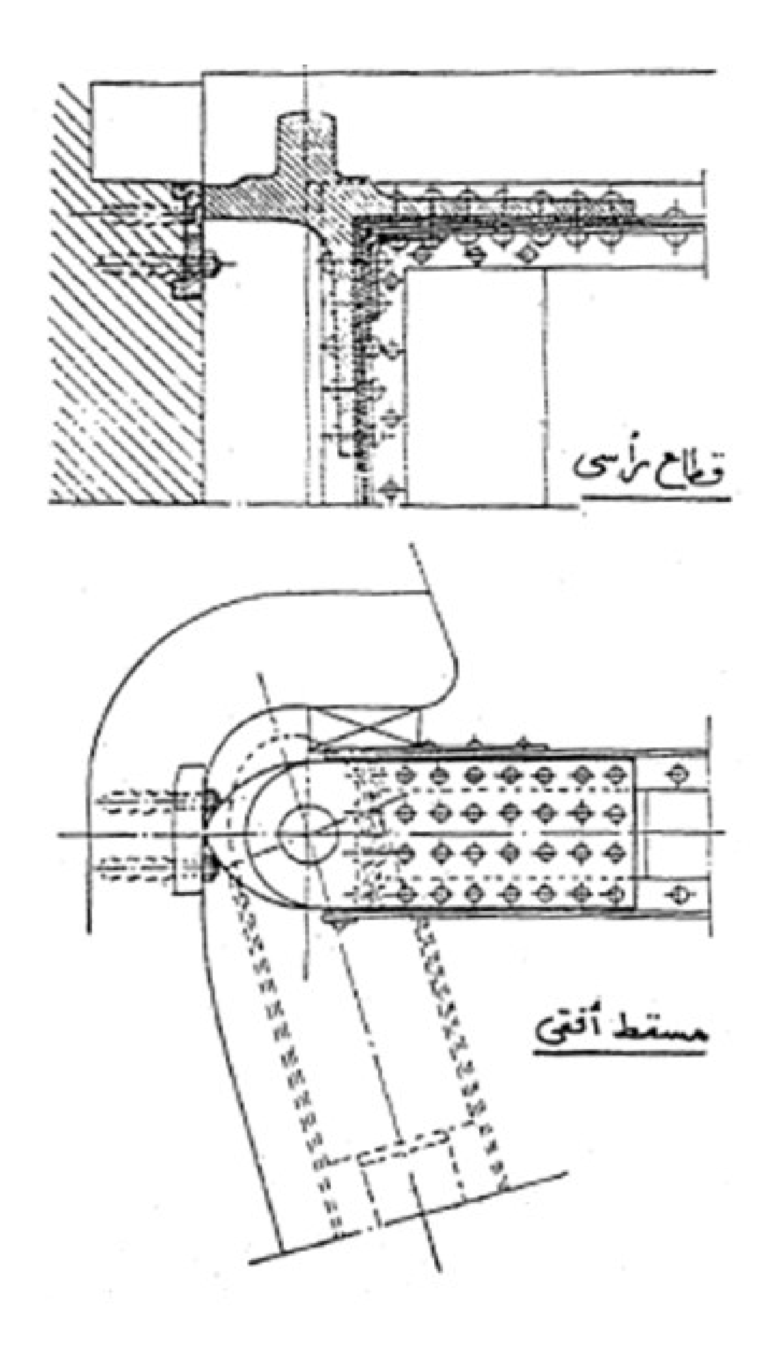
شكل (5-21): مكونات البوابات المتساندة



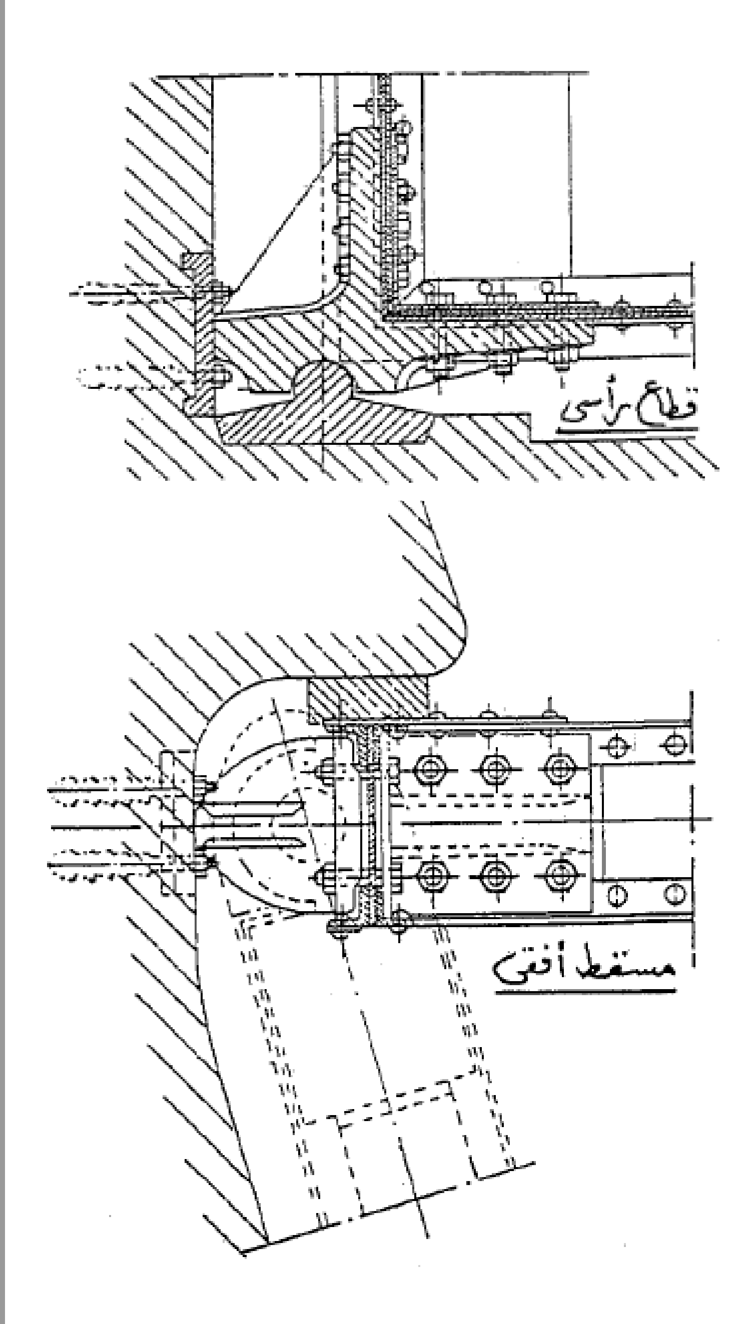
شكل (5-22): المخدتان الخشبيتان الرأسيتان عند نهاية كلا البوابتين



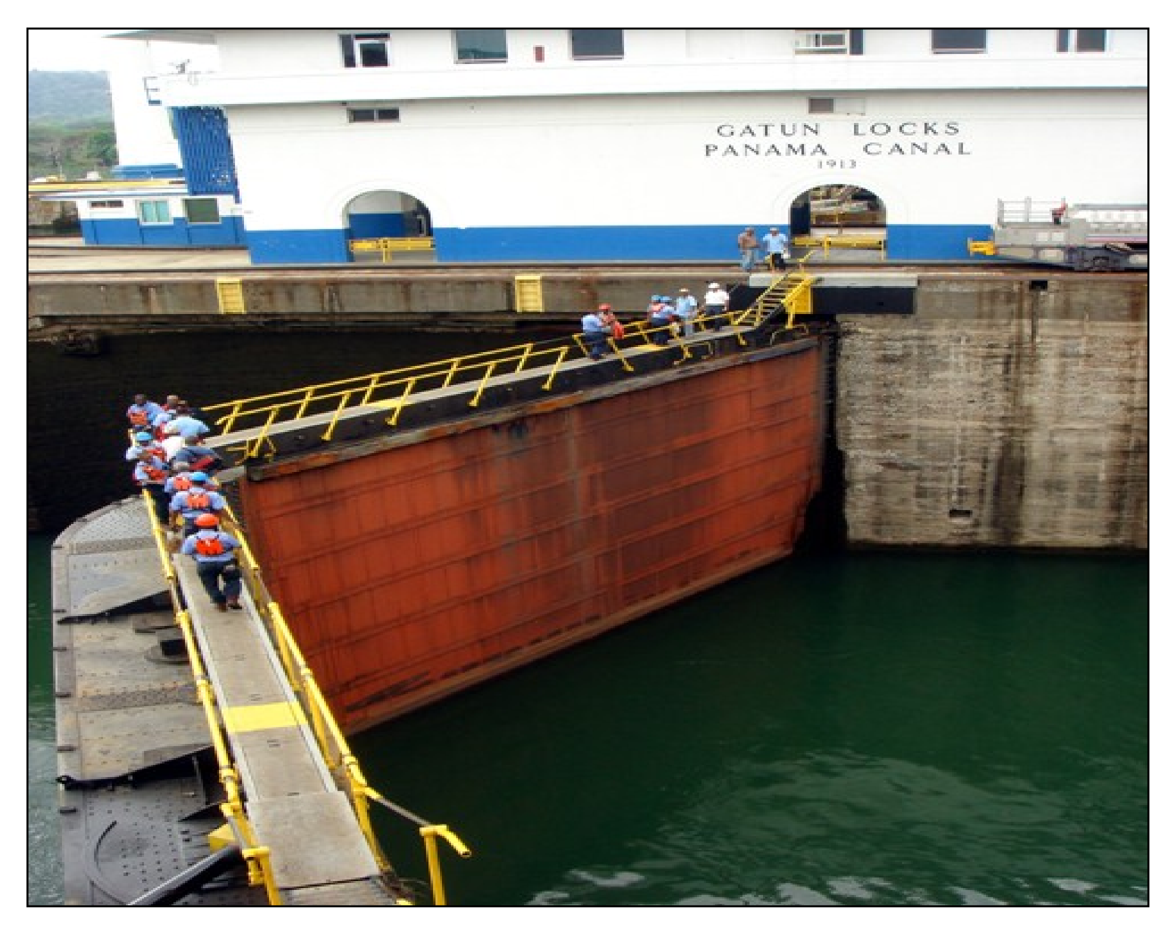
شكل (A23-5): تصميم المحورين العلوى والسفلى لعمودى الدوران والإلتقاء



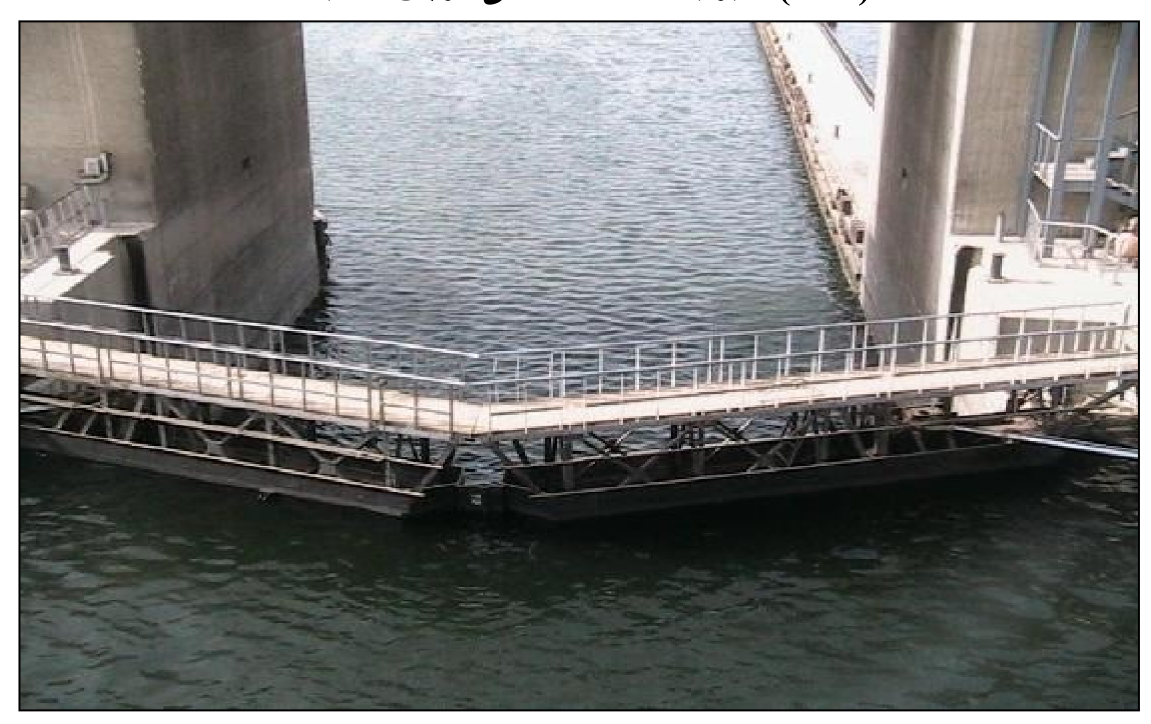
شكل (B23-5): أحد تصميمات المفصل العلوى لمصراع البوابة المتساندة



شكل (C23-5): أحد التصميمات الشائعة للمرتكز السفلى للبوابة المتساندة



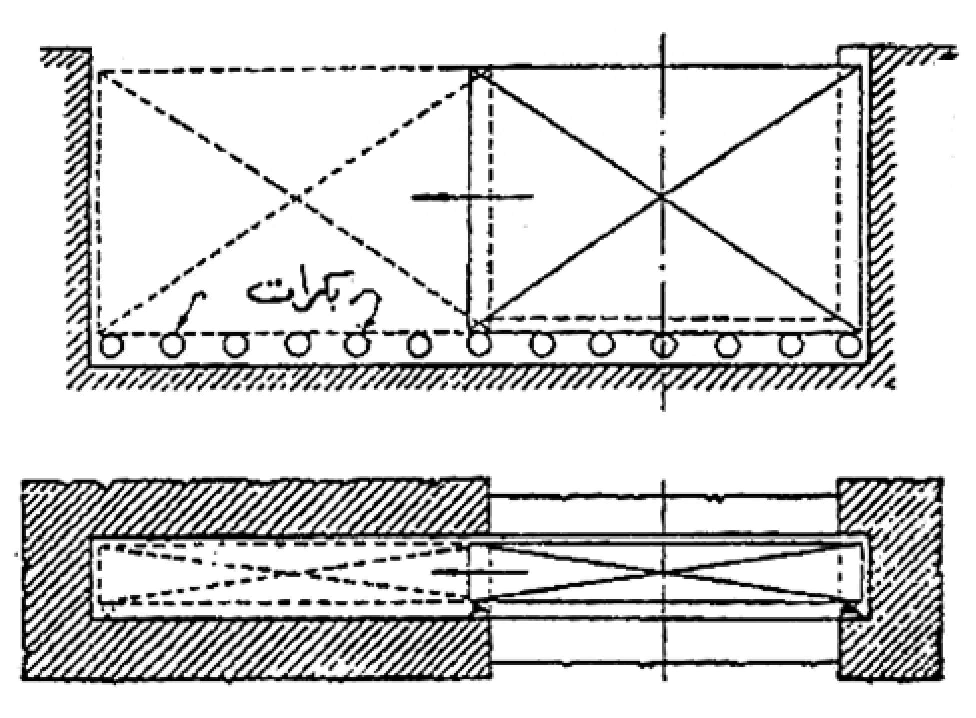
شكل (5-24): البوابات المتساندة على هويس قناة بنما



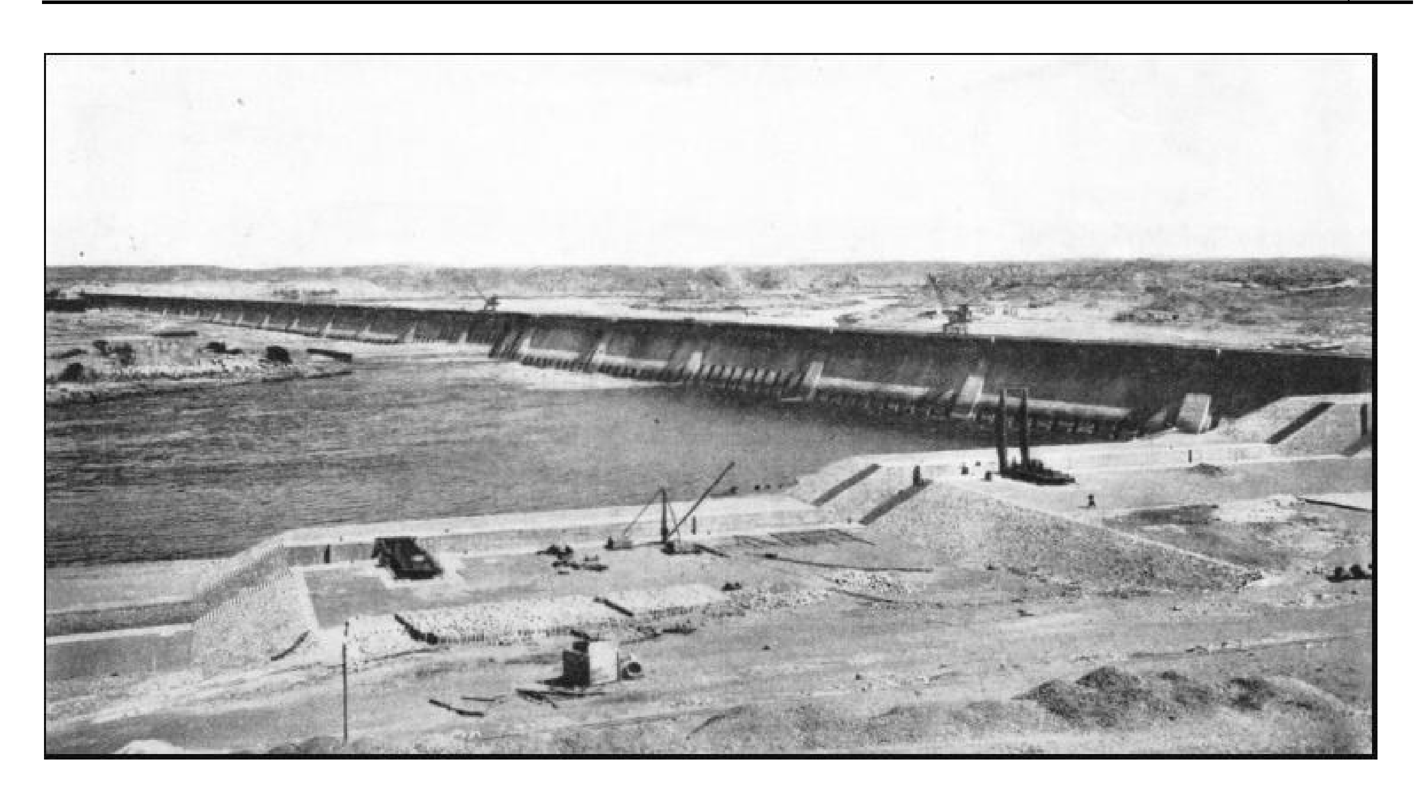
شكل (5-25): البوابات المتساندة بهويس لإسنا، مصر



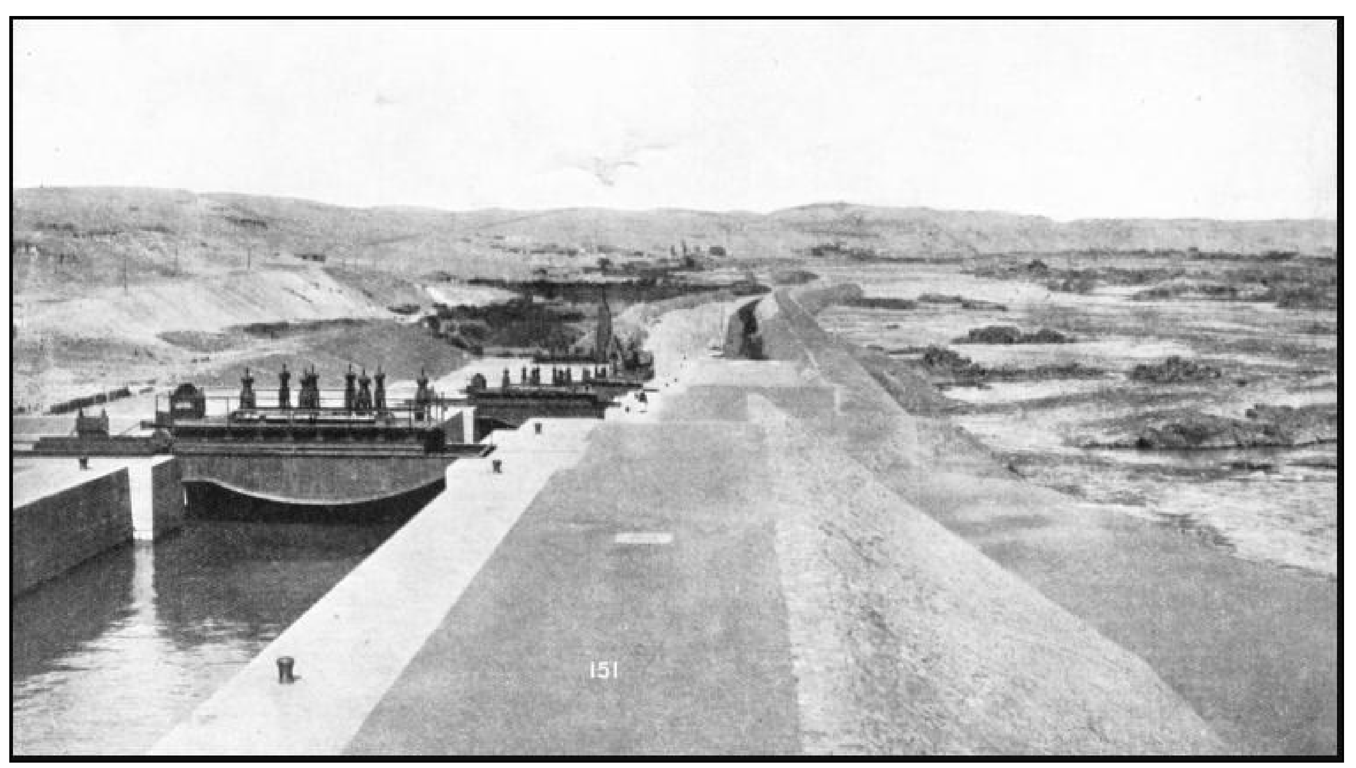
شكل (5-26): صورة تبين مدى ارتفاع البوابات المتساندة



شكل (5-27): الفكرة العامة لبوابة المنزلقة



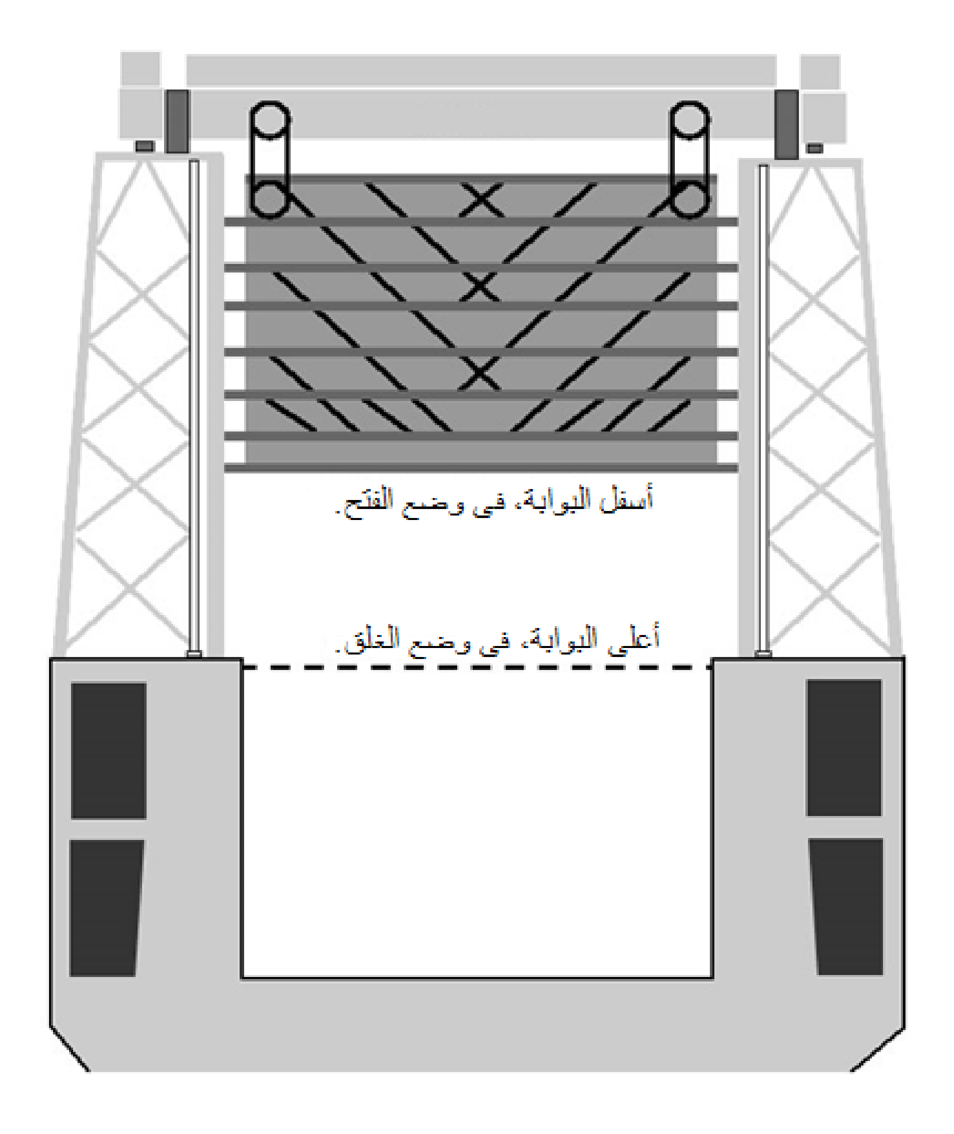
شكل (5-28): الهويس المصطبى لسد أسوان الذى يقع شمال السد العالى بمصر، الكوبرى المتحرك مرفوع حتى تمر السفن وذلك بعد انزلاق البوابة إلى تجويفها



شكل (5-29): هويس سد أسوان فى حالة إغلاق الكوبرى



شكل (5-30): صورة لهويس سد أسوان من داخل حوض التعويم



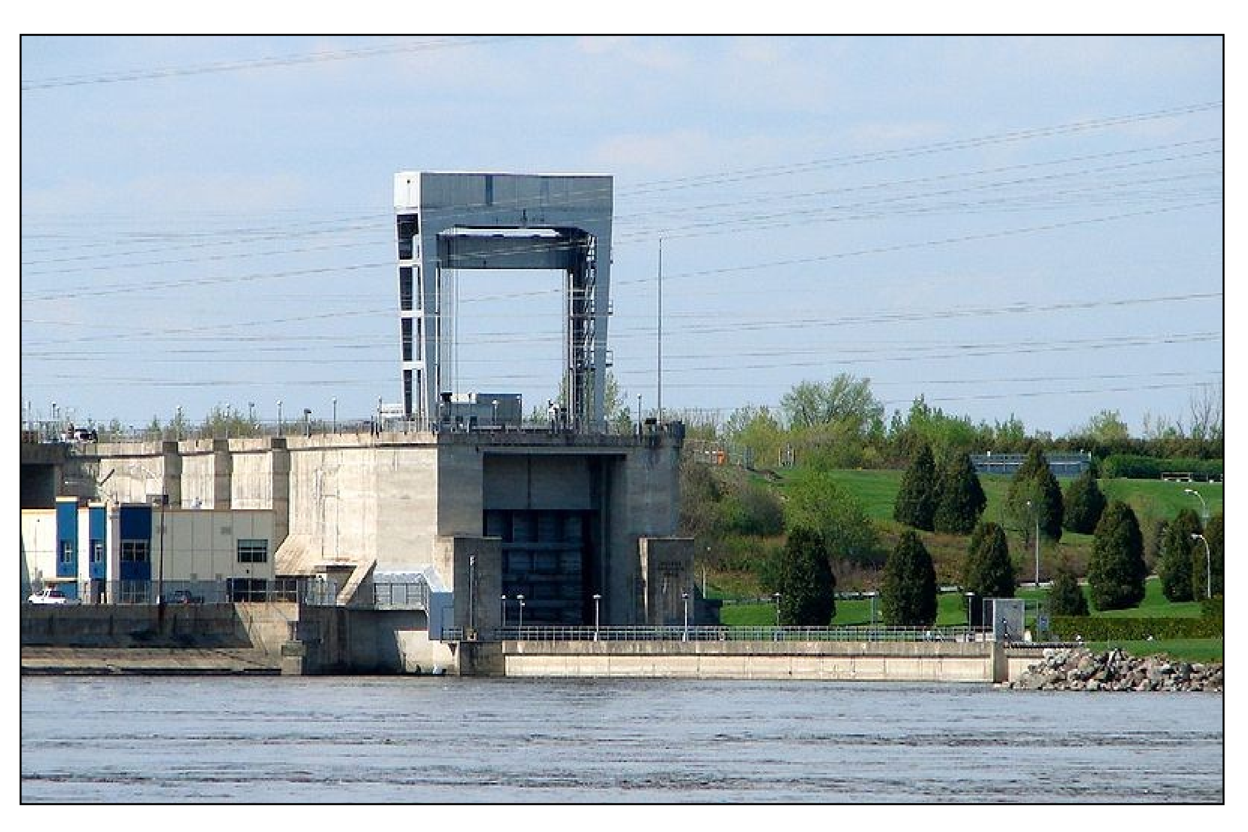
شكل (5-31): الفكرة العامة لبوابات الرفع الراسى



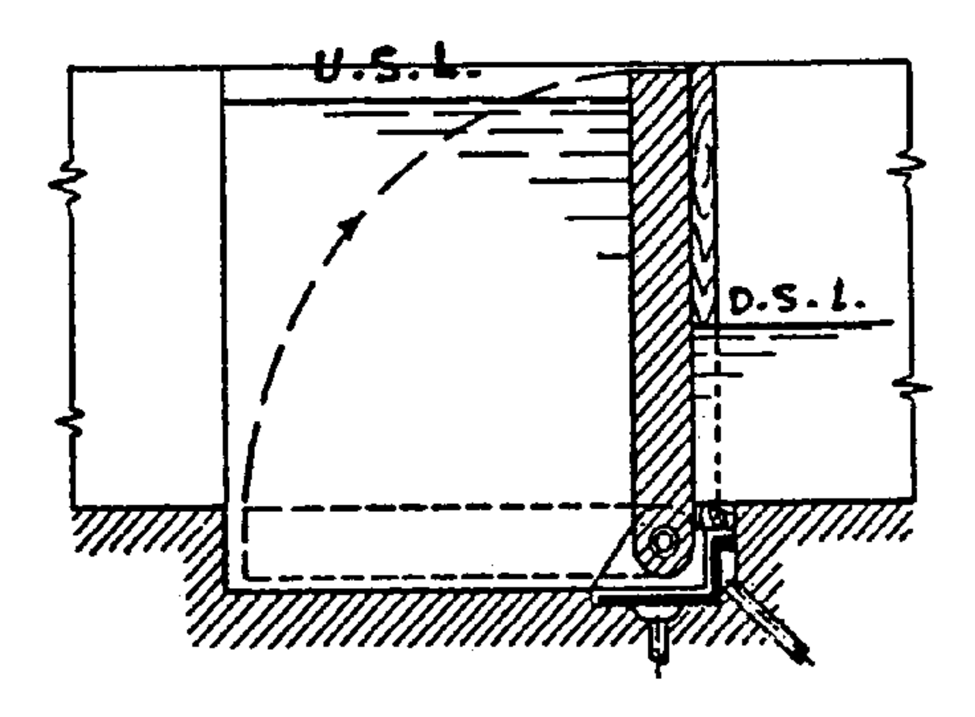
شكل (5-32): بوابة رفع رأسى بأحد الأهوسة المقامة على نهر كولومبيا بأمريكا الشمالية



شكل (5-33): صورة من داخل حوض التعويم للهويس المبين بشكل (5-32)



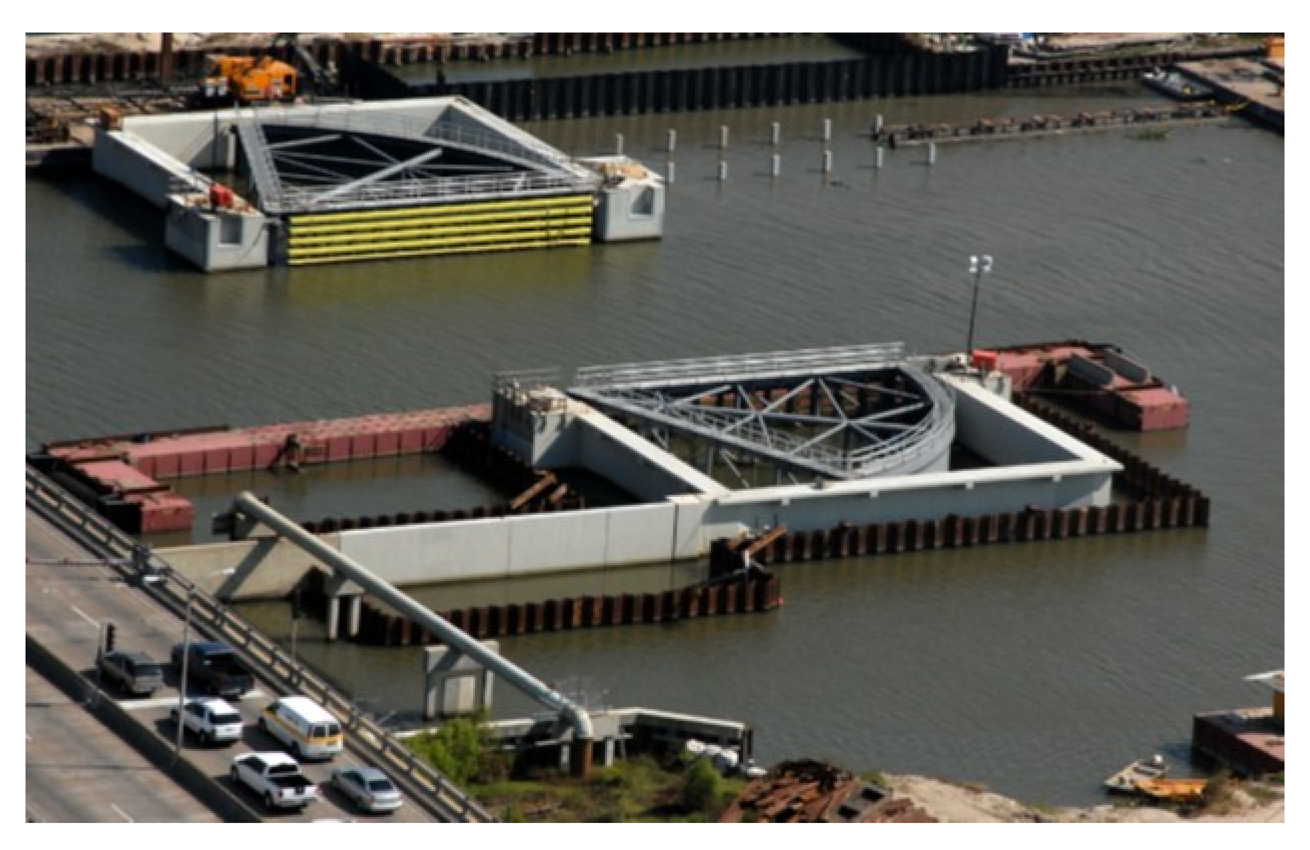
شكل (5-34): بوابة رفع رأسى بهويس مقام على قناة كاريلون بكندا (1964)



شكل (5-35): الفكرة العامة للبوابات الهابطة



شكل (5-36): البوابات القطرية بهويس براونزويك، بريطانيا



شكل (5-37): البوابات القطرية المقامة على قناة هارفى بأمريكا

3-8-5 حوائط الهويس The lock Walls

بالرجوع إلى الشكل 5-1 يتين أن الأهوسة الملاحية تتضمن ثلاثة أنوع رئيسية من الحوائط وهى :

1 – حوائط المرفأ Landing Walls

وهى الحوائط الملاصقة للجسور الترابية (شكل 5– 38).

2 – حوائط الضغط Thrust Walls

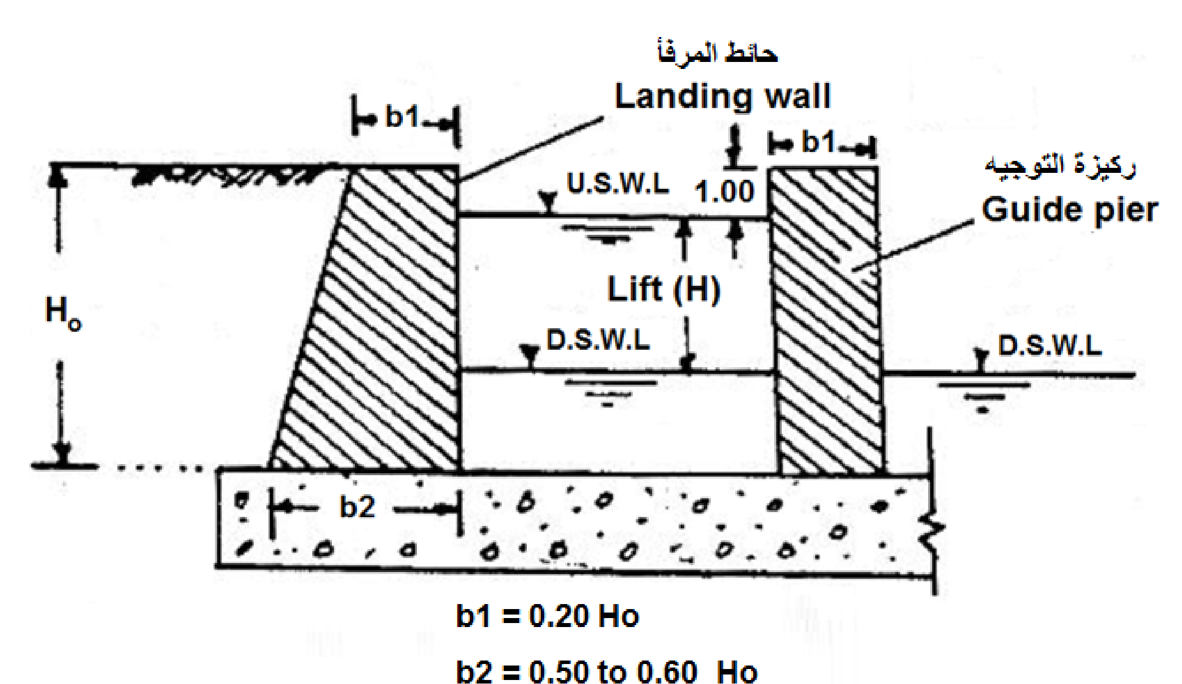
وهى الأجزاء من الحوائط المثبت بها البوابات (شكل 5– 39)

3 – حوائط التوجيه Guide Walls

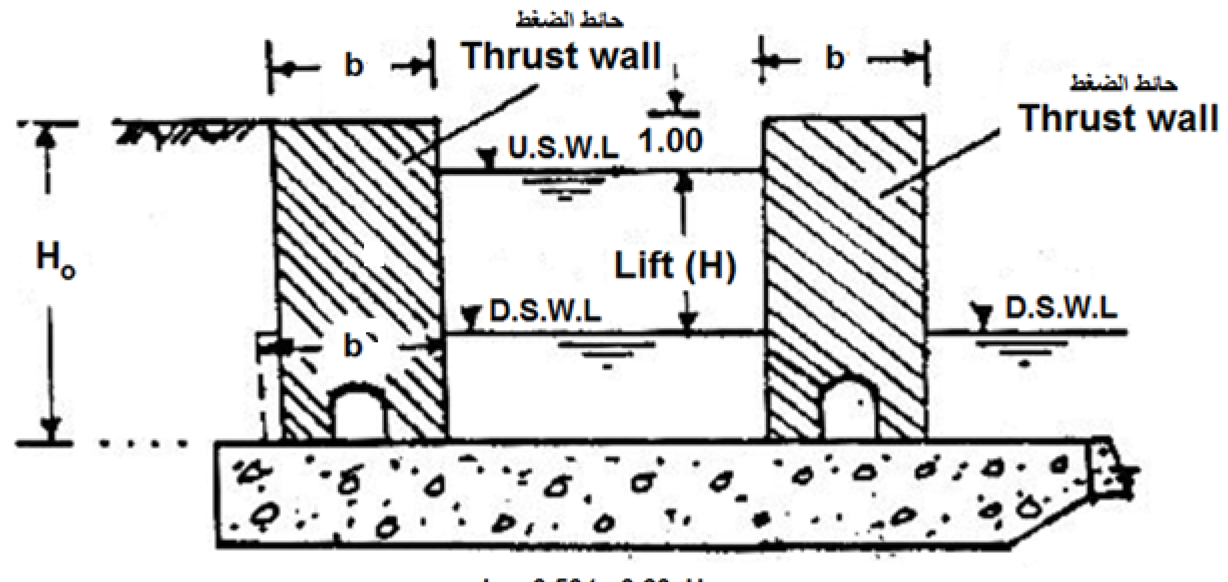
وتعرف أحيانا بركائز التوجيه Guide Pier، وهى الحوائط الملاصقة للمياه بالمجرى، (شكل 5– 38)، ويرى القارئ ركيزة التوجيه بالجزء الخلفى من هويس "ديتشن" المقام على "نهر إلبه" بجمهورية التشيك(شكل 5– 40).

1-3-8-5 ارتفاع حوائط الهويس Height of The lock Walls

يجب أن يكون منسوب أعلى حوائط الهويس أكبر من أقصى منسوب للمياه بالأمام بما لا يقل عن 1.0 متر (شكل 5-38) مع ملاحظة أنه يجب إحترام منسوب الطريق فوق القناطر عند تحديد إرتفاع حوائط الهويس لضمان المرور فوق كوبرى الهويس الذى غالبا ما يكون مرتكزا على الحوائط (شكلى 5-41، 5-42).



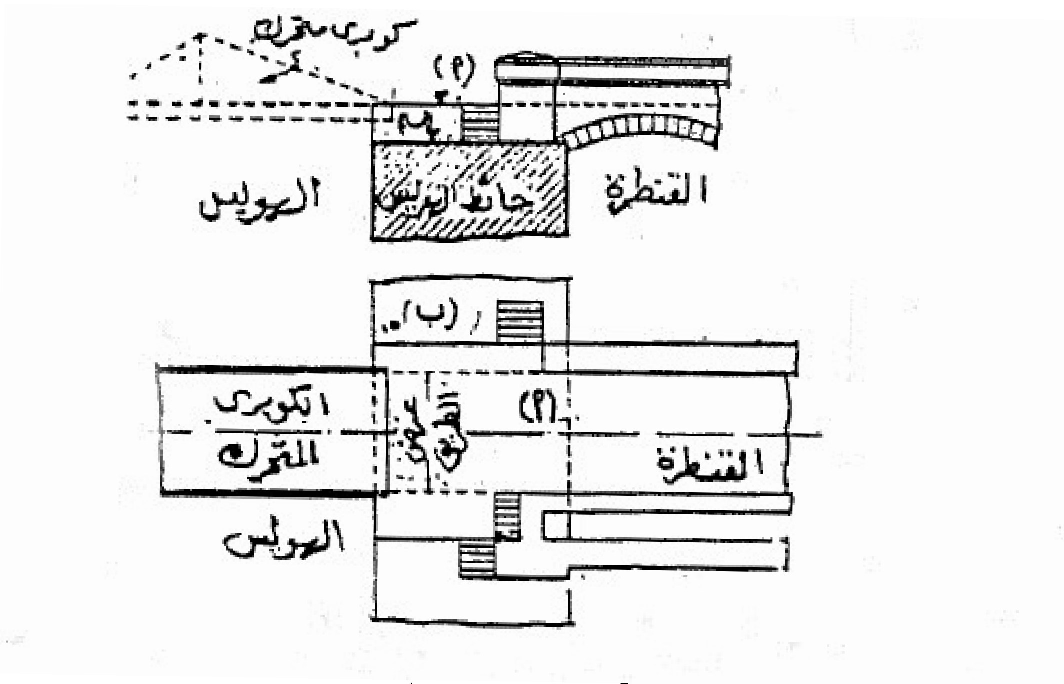
شكل (5-38): حائط المرفأ وحائط التوجيه



شكل (5-39): حوائط الضغط



شكل (5-40): صورة تظهر ركيزة التوجيه لهويس ديتشن على نهر إلبه، جمهورية التشيك



شكل (5-41): المواءمة بين منسوبي الطريق والكوبرى المتحرك



شكل (5-42): رفع منسوب حوائط الهويس عند موقع الكوبرى

4-8-5 دراسة استقرار حوائط الهويس Stability of The lock Walls

أولاً : حوائط المرفأ وركائزالتوجيه

حالات التحميل Cases of Loading

بالنسبة لحوائط المرفأ Landing walls توجد حالتان (الشكلان 5– 43 ، 5– 44).

وبالنسبة لركائز التوجيه Guide piers هناك حالتان أيضاً، (شكل 5– 45).

التحقق من استقرار الحوائط عند مستويات منتخبة Check of Wall Stability at Selected Sections

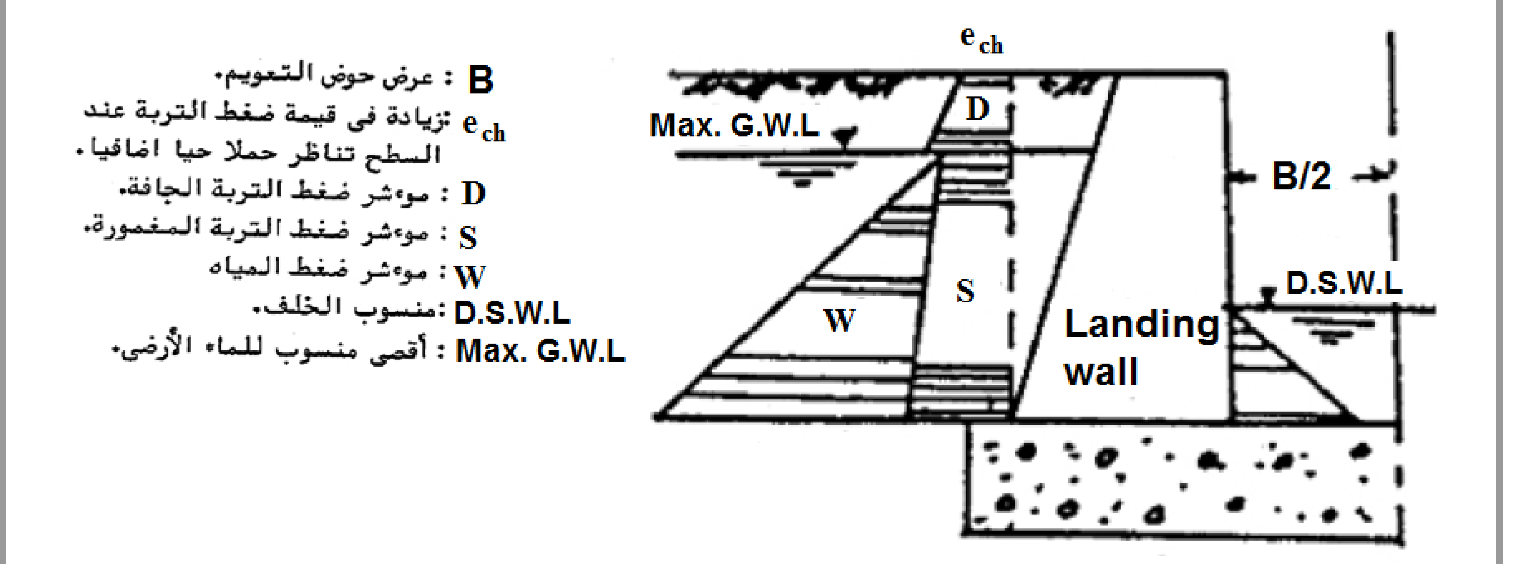
فى نطاق أى من حالات التحميل الوارد بالاشكال 5 – 43 إلى 45 يمكن التحقق من استقرار الحائط عند مستويات أفقية منتخبة وذلك على النحو التالى :

- يقسم قطاع الحائط بالمستويات 1-1 ، 2-2 ، 3-3 ......الخ من القمة حتى القاعدة كما فى الشكل 5-46.
- محصلة القوى التى تؤثر عند أى من تلك المستويات يجب أن تقع فى نطاق الثلث الأوسط من المستوى، طالما أن الحائط من النوع التثاقلى الذي لا يسمح فيها بإجهادات الشد، كما ينبغى التحقق من أن الإجهادات الحادثة على مساحة المستوى (أى العرض 1 – 1 × 1 متر إذا كان المستوى الجارى التحقق منه هو المستوى 1 – 1 مثلاً) لا تتجاوز الحدود المسموح بها .
- وتكون قيمة اللاتمركز " e " عند أى من المستويات هى النسبة بين صافى عزوم القوى الرأسية والأفقية المؤثرة على المستوى ولنرمز له بالرمز " M " ، وبين مجموع القوى الرأسية ولنرمز له بالرمز " N "، أى أن، : ($e_1=M_1/N_1$، $e_2=M_2/N_2$................................ وهكذا للمستويات المتتتالية.
- وبمقتضى الشكل 5-47 الذي يعبر تخطيطيا عن المستوى 1 -1 بالشكل 5-46 نجد أن:

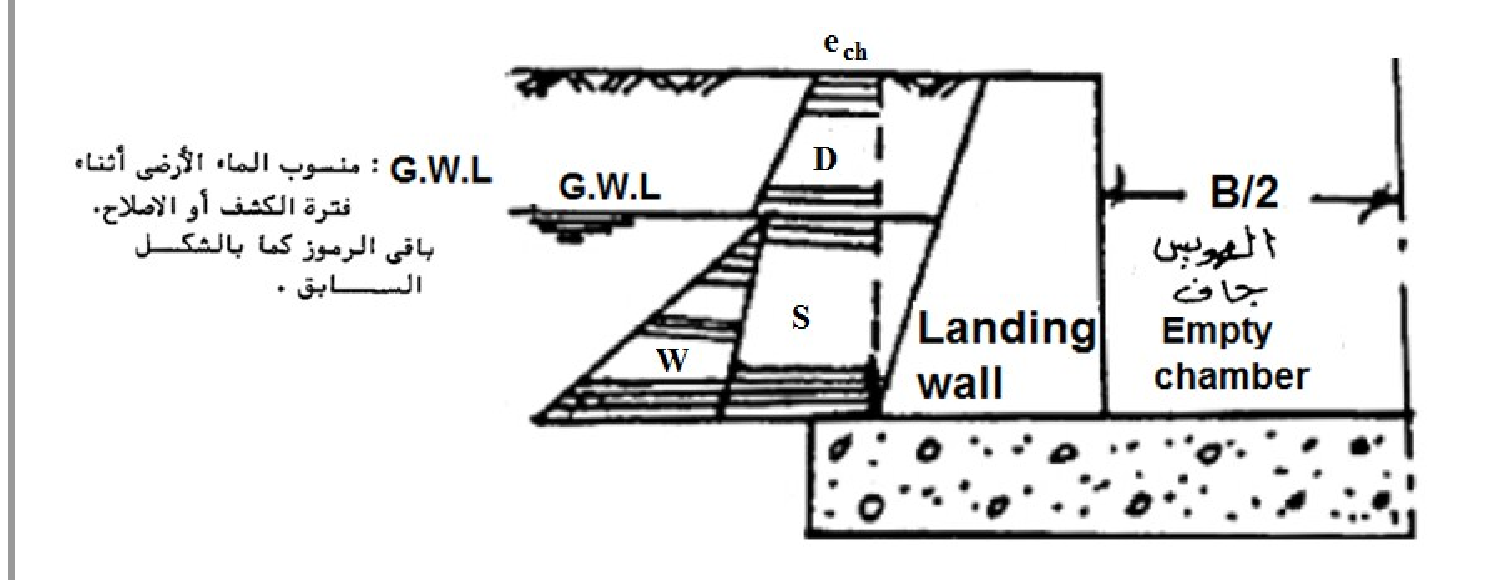
$$f_2^1 = -\frac{N_1}{d_1 * 1.00} \pm \frac{M_1 . \left(\frac{d_1}{2}\right)}{1.00 * \ {d_1}^3/12}$$

حيث :

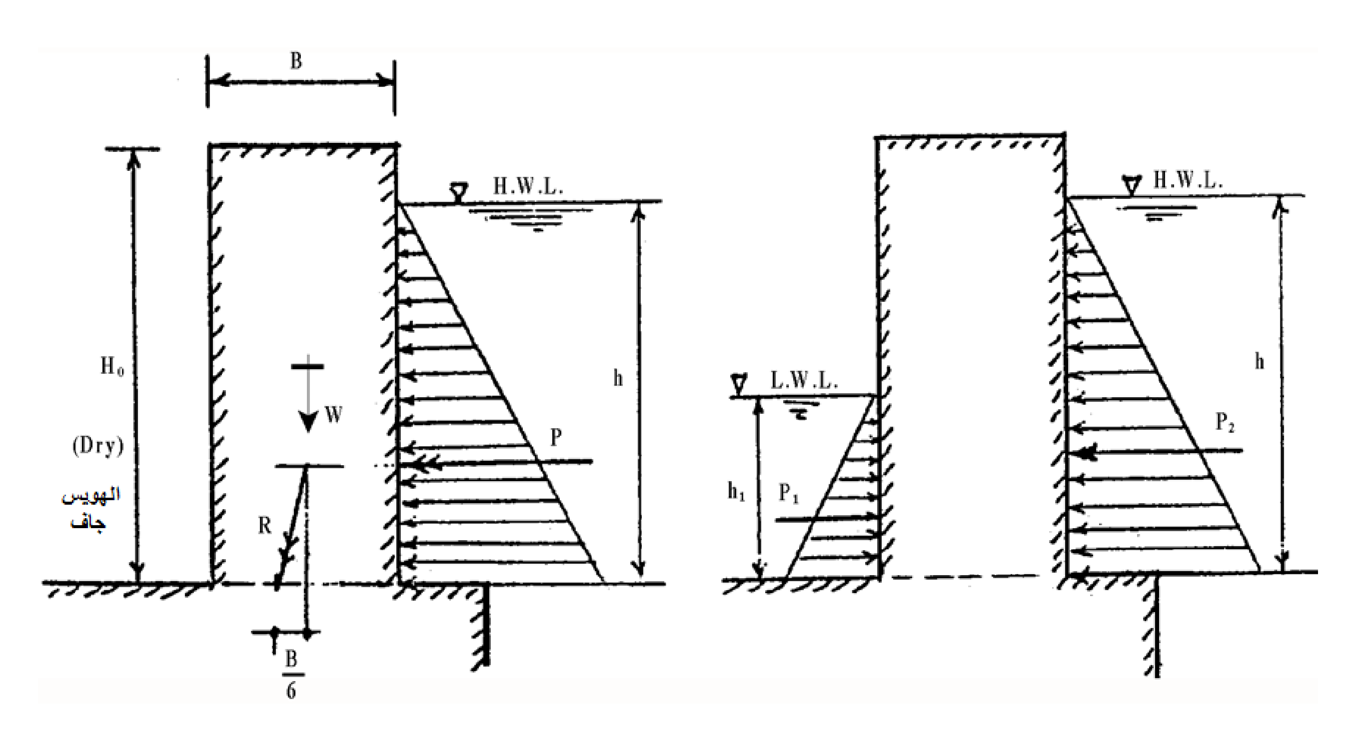
d_1 = عرض المستوى الجارى التحقق منه.



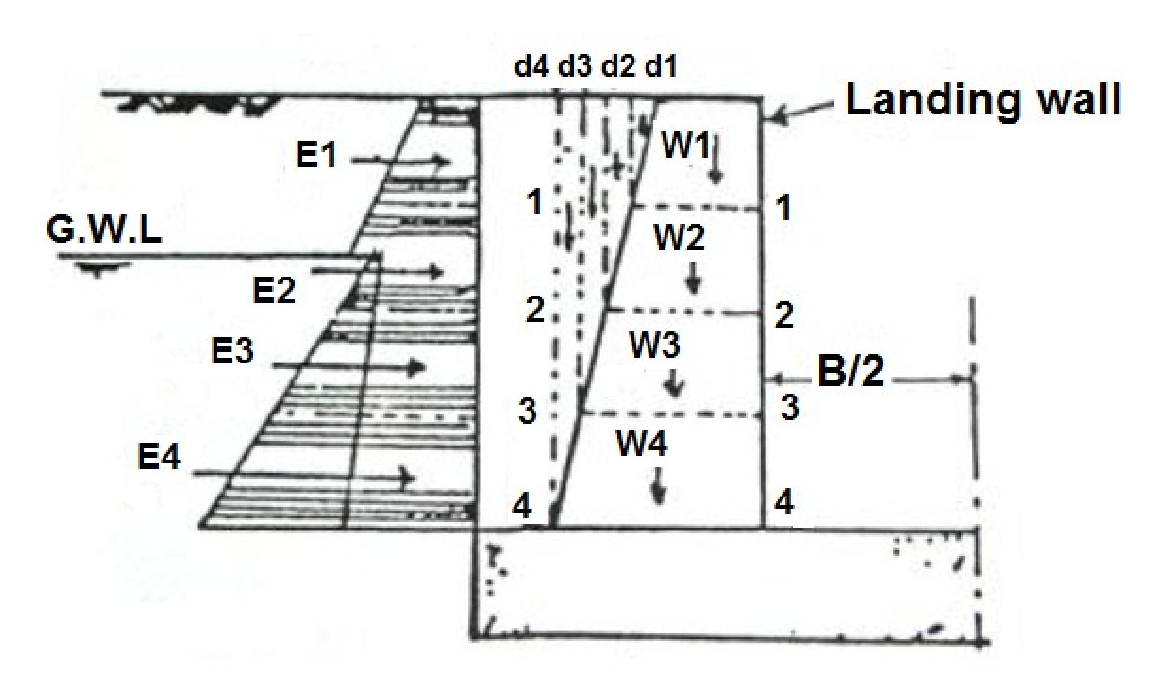
شكل (5-43): حائط المرفأ، حالة تشغيل الهويس During operation



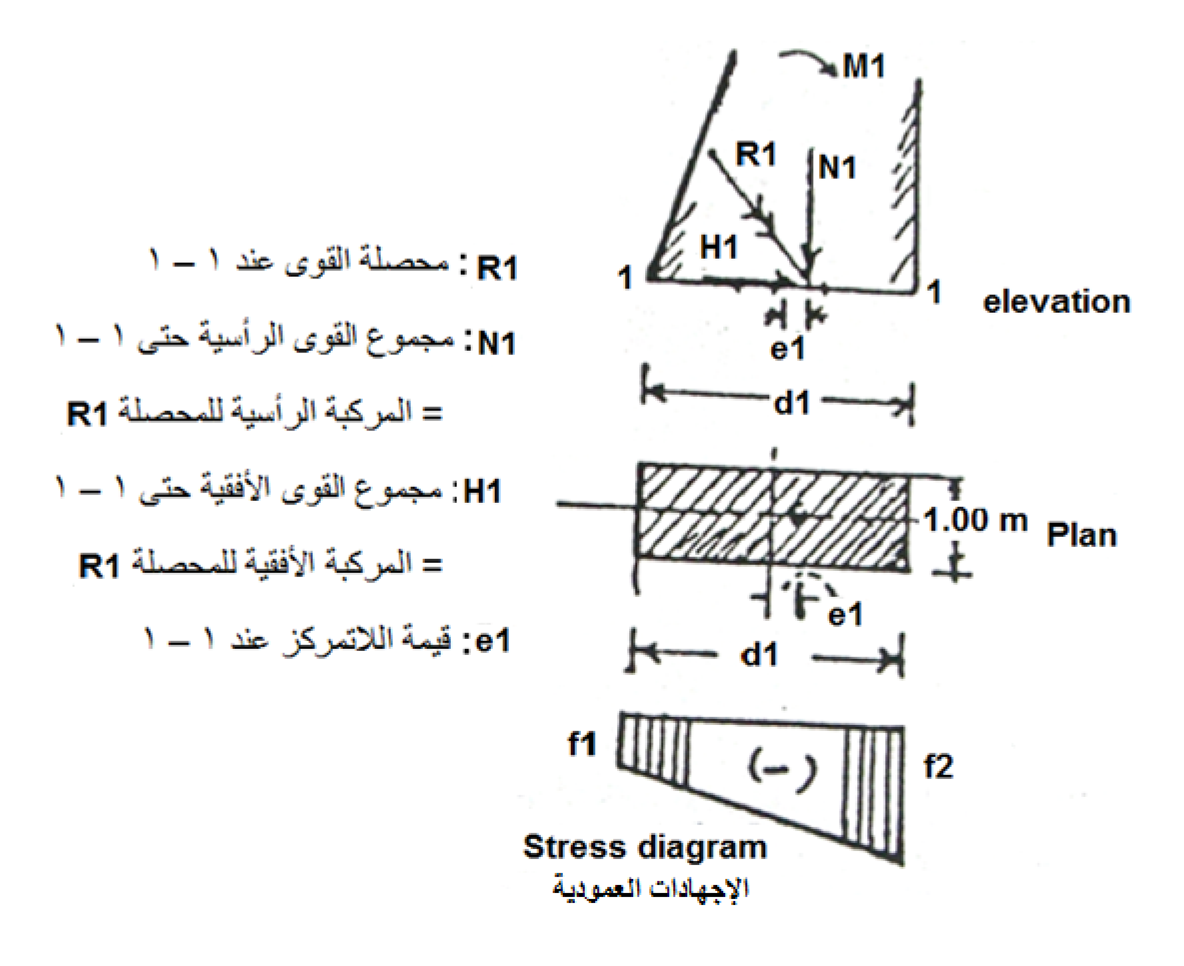
شكل (5-44): حائط المرفأ، حالة حوض التعويم الجاف During repair



شكل (5-45): حالات تحميل ركيزة التوجيه



شكل (5-46): التحقق من استقرار الحائط عند مستويات منتخبة



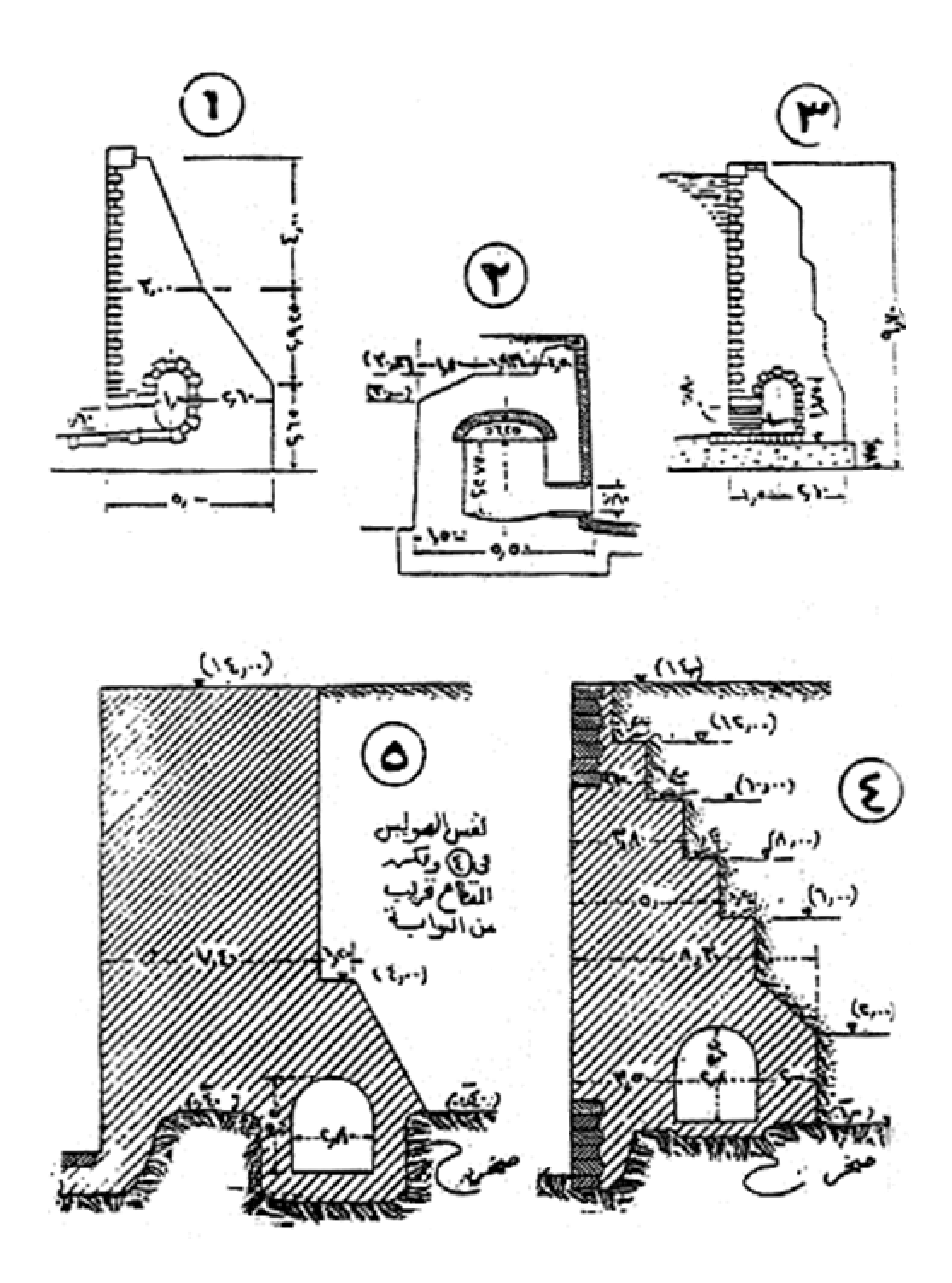
شكل (5-47): شكل تخطيطى للقوى والإجهادات العمودية عند 1 – 1 شكل 5-46

تـأثير فتحـة البـربخ علـى توزيـع الإجهـادات بالحـائط Effect of The side Culverts on The stress Distribution at The base of Wall

إذا كانت برابخ الملء والتفريغ مستقلة عن حوائط المرفأ والتوجيه كما فى الشكل 5-13، فإن توزيع الإجهادات يكون كما أسلفنا (شكل 5-47)، أما إذا كانت البرابخ من النمط الذى يمتد بطول الهويس (شكل 5-5) فإن توزيع الإجهادات على المستويات التى تمر بفتحة البربخ يكون حسابه بطبيعة الحال بطريقة تختلف عما سبق.

وليست هناك فى الحقيقة طريقة محددة يمكن منها تصميم قطاعات الحوائط المارة بفتحة البربخ مباشرة، وذلك لتعقد التحليل الإنشائى المطلوب لعوامل منها على سبيل المثال تأثير الأركان على توزيع الإجهادات فى مثل تلك القطاعات السميكة، هذا فضلاً عن تنوع أشكال قطاعات البرابخ (شكل 5-48) وكذلك مواقعها بالنسبة لقطاعات الحوائط من مشروع لأخر، وتبعاً للمواد المستخدمة فى الإنشاء.

ومع ذلك فإن الطريقة التى نعرضها فيما يلى يمكن أن تستخدم فى الحساب المبدئى لبعض الحالات المبسطة من قطاعات الحوائط.



شكل (5-48): قطاعات برابخ بعض الأهوسة الموجودة بالطبيعة

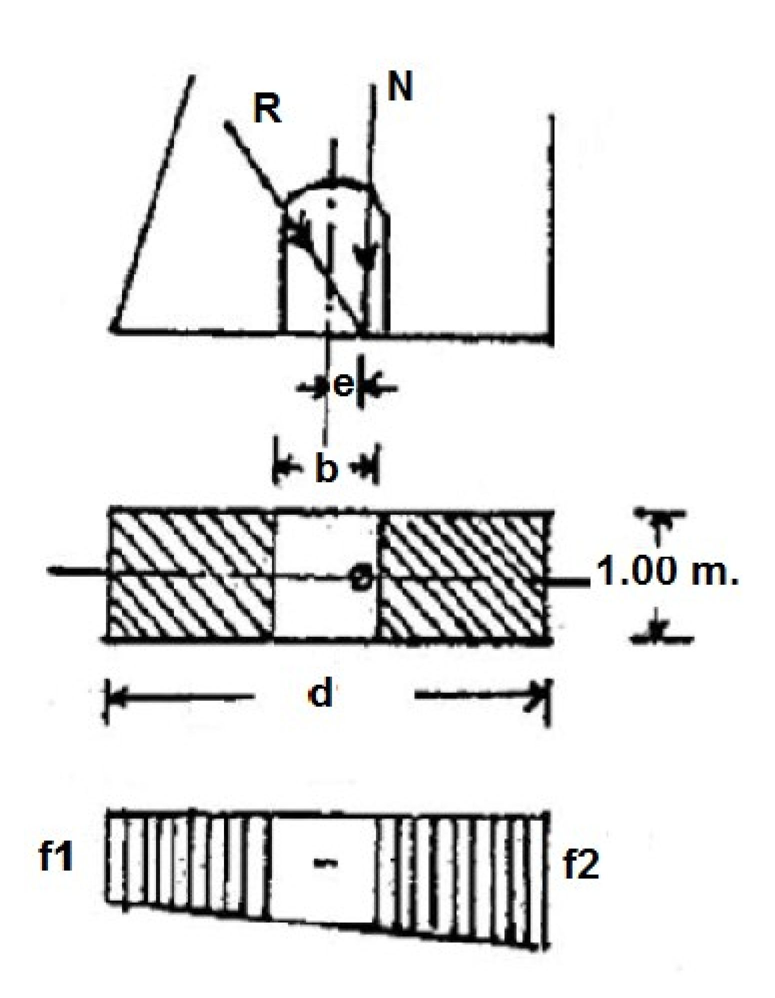
أ- البرابخ الضيقة نسبياً Breadth b of culvert is relatively Small

يمكن اعتبار البربخ ضيقاً بالنسبة لقطاع الحائط إذا كانت ($b/d < 0.50$) (شكل 5-49)، وفى هذه الحالة تخفض المساحة بمقدار ($1.00 \times b$)، حيث b عرض البربخ، ويمكن بالتالى تقريب الإجهادات العمودية عند قاعدة الحائط إلى:

$$f_2^1 = -\frac{N}{(d-b)*1.00} \pm \frac{M.\left(\frac{d}{2}\right)}{(d^3 - b^3/12)*1.00}$$

حيث :

d = عرض المستوى الجارى التحقق منه.



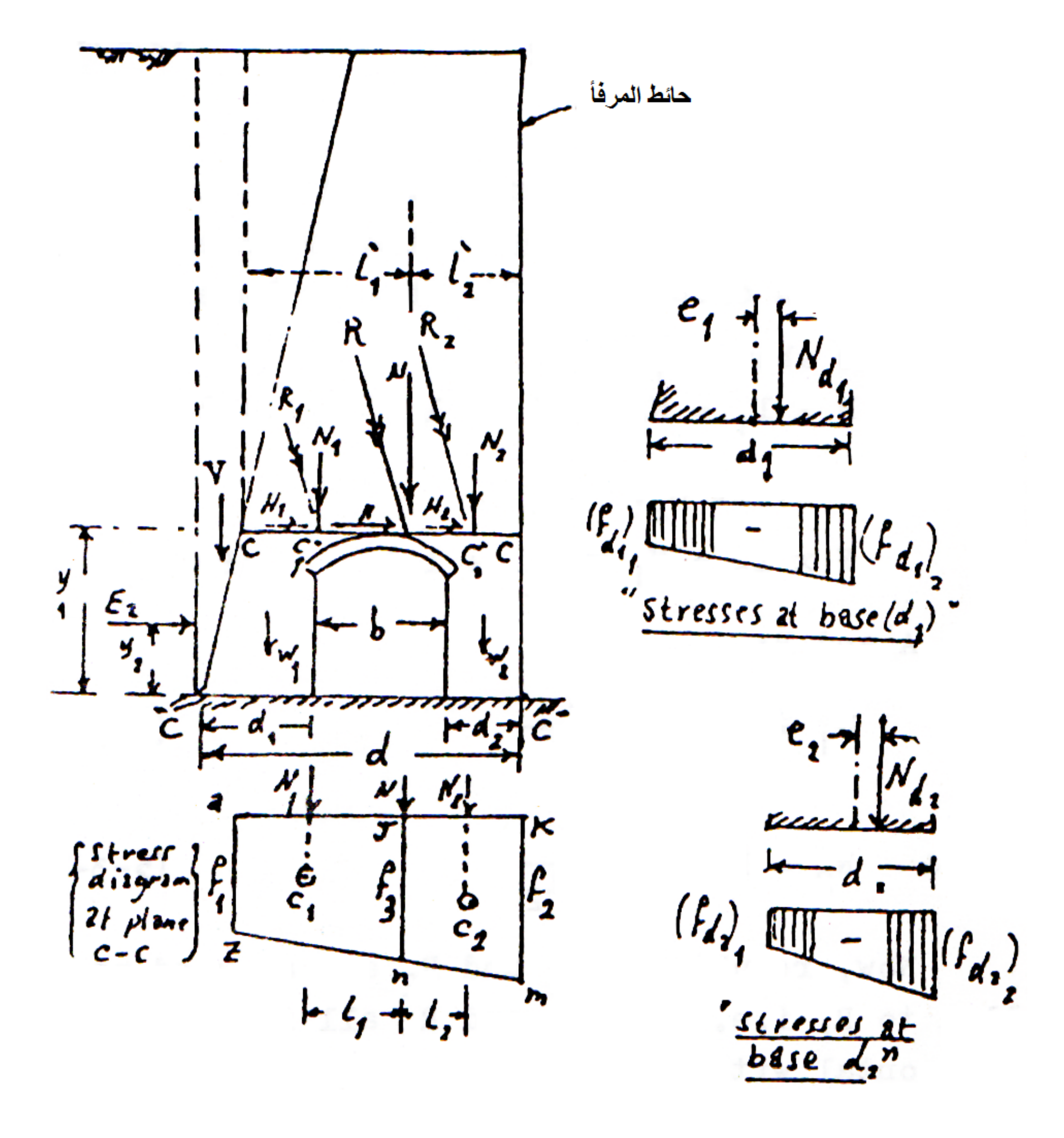
شكل (5-49): توزيع الإجهادات فى حالة البرابخ الضيقة نسبياً

ب- البرابخ المتسعة نسبياً Breadth b of culvert is relatively Wide

يمكن اعتبار البربخ متسعاً بالنسبة لقطاع الحائط إذا كانت ($b/d \geq 0.50$) (شكل 5-50)، وفى هذه الحالة نتبع ما يلى:

تستبدل المحصلة " R " بالقوتين " R_1 " ، " R_2 " المؤثرتين عند النقطتين C'_1 ، C'_2 اللتين تقعان كما فى الشكل فوق C_1 ، C_2 على التوالى حيث C_1 ، C_2 هما مركز الثقل لكل من المساحتين a J n z، J K m n اللتين يتكون منهما مؤشر الإجهادات العمودية عند المستوى C - C (شكل 5– 50).

والأن إذا فرضنا أن N_1، H_1 هما المركبة الرأسية والأفقية على التوالى للقوة R_1 ، أن N_2، H_2 هما المركبة الرأسية والأفقية على التوالى للقوة R_2 كما هو مبين بالشكل 5 – 50، فإنه يمكن حساب القوتين الرأسيتين N_1 ، N_2 باتخاذ أحد طريقين:



شكل (5-50): توزيع الإجهادات فى حالة البرابخ المتسعة

الأول :

اعتبار أن كلا من القوتين N_1 ، N_2 مساوية لمساحة الجزء الذي يناظرها من مؤشر الإجهادات العمودية عند المستوى C -C ، على ذلك فإن :

$$N_1 = \frac{f_1 + f_3}{2} x \ l'_1$$

$$N_2 = \frac{f_2 + f_3}{2} x \ l'_2$$

الثاني :

حيث أن " N " هى محصلة كلا من " N_1 " ، " N_2 "، فإنه يمكن ايجاد " N_1 " ، " N_2 " بأخذ عزوم القوى الثلاث مرة حول C'_1 ، ومرة حول C'_2، كما يلي :

العزوم حول C'_1 :

$$N \ x \ l_1 = N_2 \ x \ (l_1 + l_2) \qquad (A)$$

العزوم حول C'_2 :

$$N \ x \ l_2 = N_1 \ x \ (l_1 + l_2) \qquad (B)$$

من (A)، (B):

$$N_1 = N \ x \ l_2 / (l_1 + l_2)$$

$$N_2 = N \ x \ l_1 / (l_1 + l_2)$$

كما يمكن أيضا حساب المركبتين الأفقيتين H_1 ، H_2 كما يلي :

بفرض أن القوتين R_1 ، R_2 موازيتين لمحصلتهما R ، فإن القوى الثلاث R ، R_1 ، R_2 تكون مائلة على الأفقى بنفس الزاوية، وذلك يعنى أن:

$$N/H = N_1/H_1 = N_2/H_2$$

ومنها :

$$H_1 = H \ . \ N_1/ \ N$$

$$H_2 = H \ . \ N_2/ \ N$$

والأن فإن كل القوى الواقعة على الكتف الأيسر للبربخ يمكن بيانها على النحو التالى:

أحمال رأسية Vertical Loads

N_1

W_1 : وزن الكتف Weight of abutment.

V_1 : وزن الأتربة الواقعة رأسيا فوق المستوى المائل Vertical weight of earth prism.

أحمال أفقية Horizontal Loads

H_1

$2/3\ E_2$ ، حيث E_2 = ضغط الأتربة والماء الأرضى Side pressure فيما بين المستويين C -C، C' - C' ، أى لمسافة ارتفاع قيمته y_1 (شكل 5-50). ولقد افترضنا هنا أن الكتف الأيسر يتحمل ثلثى قوة E_2 الأفقية

بالمثل تكون القوى الواقعة على الكتف الأيمن بالبربخ هى :

أحمال رأسية :

N_2

W_2 : وزن الكتف.

أحمال أفقية :

H_2

$1/3\ E_2$

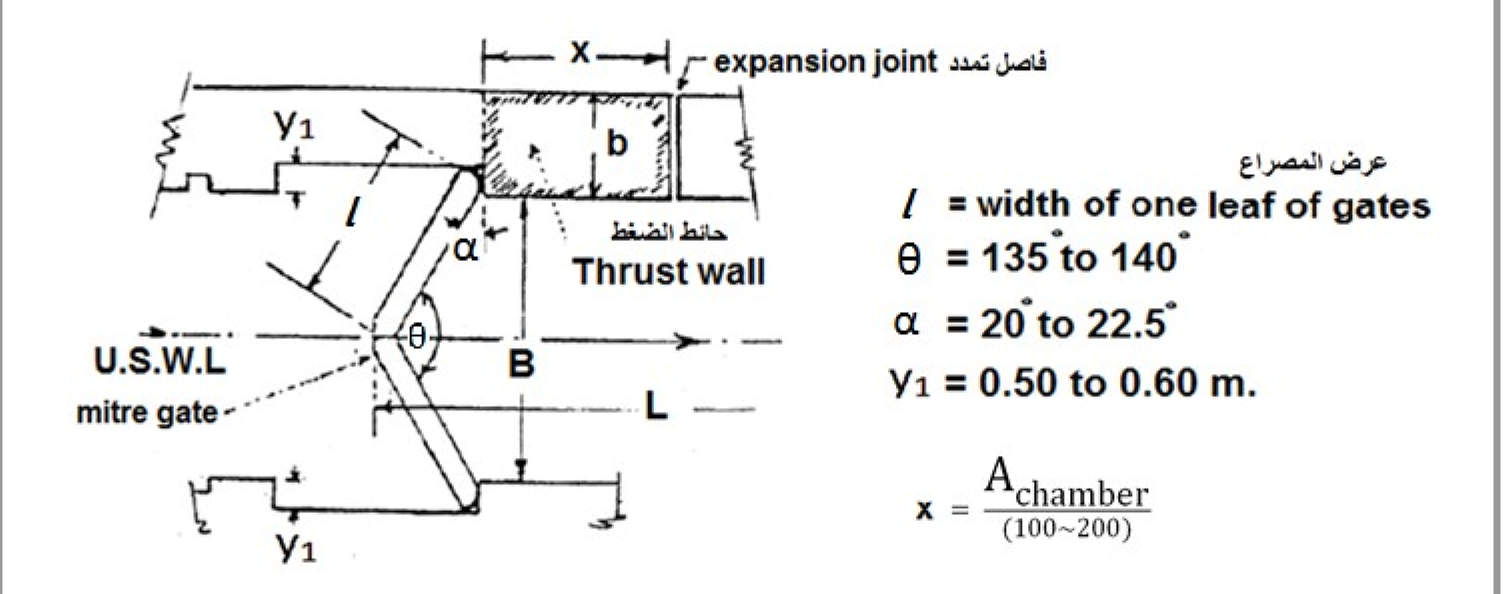
الإجهادات العمودية عند قاعدة كل من كتفى البربخ

من حصيلة القوى المستنتجة على كل من الكتفين كما سبق، يمكن التعامل مع كل كتف على حدة وحساب محصلة القوى على القاعدة وكذلك قيمة اللاتمركز " e "، وبالتالى يمكن حساب الإجهادات العمودية على كل من d_1 ، d_1 (شكل 5-50) بالطريقة المعتادة.

ثانيا : دراسة استقرار حوائط الضغط Stability of The thrust Walls

بالإشارة الى الشكل 5-17 وكذلك الى الشكل 5-51، فلنعلم أن الجزء من الحائط بطول " x " ، وهو ما بين البوابات ونهاية الحائط كما فى شكل 5-17، أو الجزء بطول " x" أيضا ما بين البوابات الأمامية وفاصل التمدد Expansion ioint كما فى شكل 5-51 ، هذا الجزء يسمى عادة حائط الضغط Thrust wall ، ويتم التحقق من استقراره بالتعامل معه ككتلة واحدة مقطعها (b . x) (شكل 5-51)

وعند الشروع فى حسابات استقرار حائط الضغط عادة ما تفترض قيمة مبدئية للبعد " x" تساوى من 100/1 الى 200/1 من حاصل الضرب (L × B) الذي يمثل مساحة سطح المياه داخل حوض التعويم.



شكل (5-51): حائط الضغط مابين البوابات وفاصل التمدد

حالات التحميل Cases of Loading

1- البوابات مغلقة أمام أقصى رفع للهويس Closed Gates, with Max. Water Level within The chamber

فى هذه الحالة سنهمل تأثير ضغط الأتربة والماء الأرضى خلف الحائط حتى يكون التحقق من استقراره فى أسوء الظروف Worst conditions.

من الشكل 5-52 نجد أن المحصلة النهائية لضغط المياه " P " على المصراع المغلق يمكن كتابتها كما يلى :

$$P = \left(\frac{1}{2} * \gamma_w * H^2 + \gamma_w * H * Z_2\right) * l$$

وبالتبسيط نجد أن:

$$P = \left[\frac{H + 2\,Z_2}{2}\right] * \gamma_w * H * l$$

حيث

γ_w = الوزن النوعى للمياه.

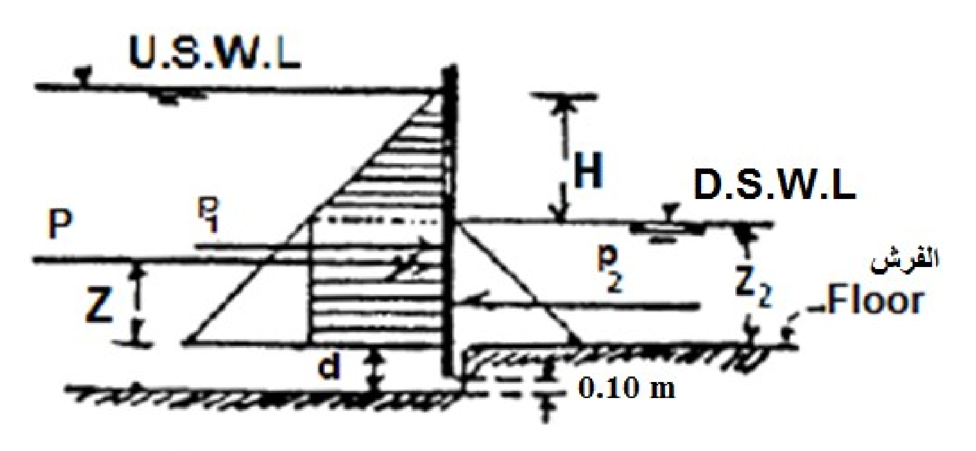
والأن من الشكل 5-53 نجد أن المصراع الواحد للبوابة متزن وهو فى وضع الإغلاق تحت تأثير ثلاث قوى هى :

P : محصلة ضغط المياه كما سبق.

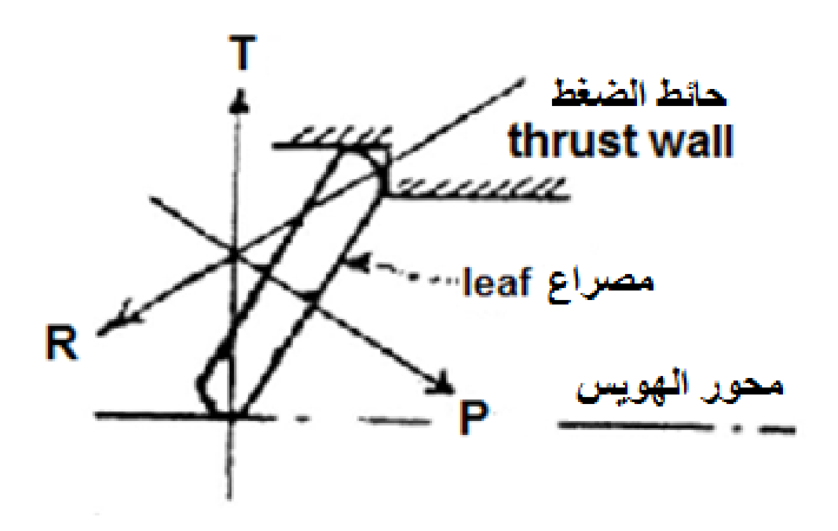
T : الضغط من المصراع الأخر ويؤثر فى اتجاه عمودى على سطح التماس بين المصراعين.

R : رد الفعل من حائط الضغط على مصراع البوابة.

وحيث ان القوى الثلاث متزنة فإنها تتلاقى فى نقطة .كما يمكن تحليل رد الفعل " R " إلى مركبتين R_x ، R_y ، الأولى موازية للمحور الطولى للهويس والأخرى متعامدة معه كما فى الشكل 5-54.



شكل (5-52): محصلة ضغوط المياه على البوابة المغلقة



شكل (5-53): مصراع البوابة المغلقة متزناً تحت تأثير ثلاث قوى

قوة ضغط المياه على شفه التجويف الرأسي للبوابة (p_3) (شكل 5-54) :

$$p_3 = \left(\frac{1}{2} * \gamma_w * H^2 + \gamma_w * H * Z_2\right) y_1$$

وتؤثر على ارتفاع Z (شكل 5-52)

أى أن :

$$p_3 = \left[\frac{H + 2\,Z_2}{2}\right] * \gamma_w * H * y_1$$

$$p_3 = P * y_1/l$$

القوة (p_4) (شكل 5-54) :

القوة p_4 هى قوة ضغط المياه داخل حوض التعويم على الوجه الداخلى لحائط الضغط (شكل 5-54)

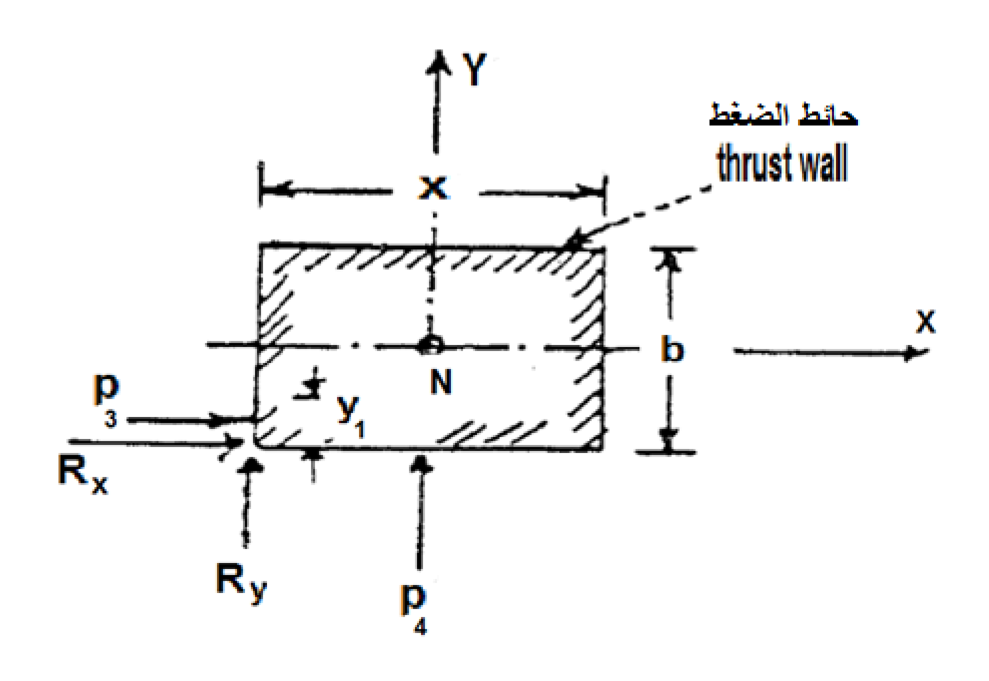
$$p_4 = \frac{1}{2} * \gamma_w * Z_2^2 * x$$

وتؤثر على ارتفاع $Z_2/3$ (شكل 5-52)

وزن حائط الضغط (N)

$$N = \gamma_C * H_O * b * x$$

حيث : γ_C = الوزن النوعى لمبانى الحائط ، H_o = ارتفاع الحائط.



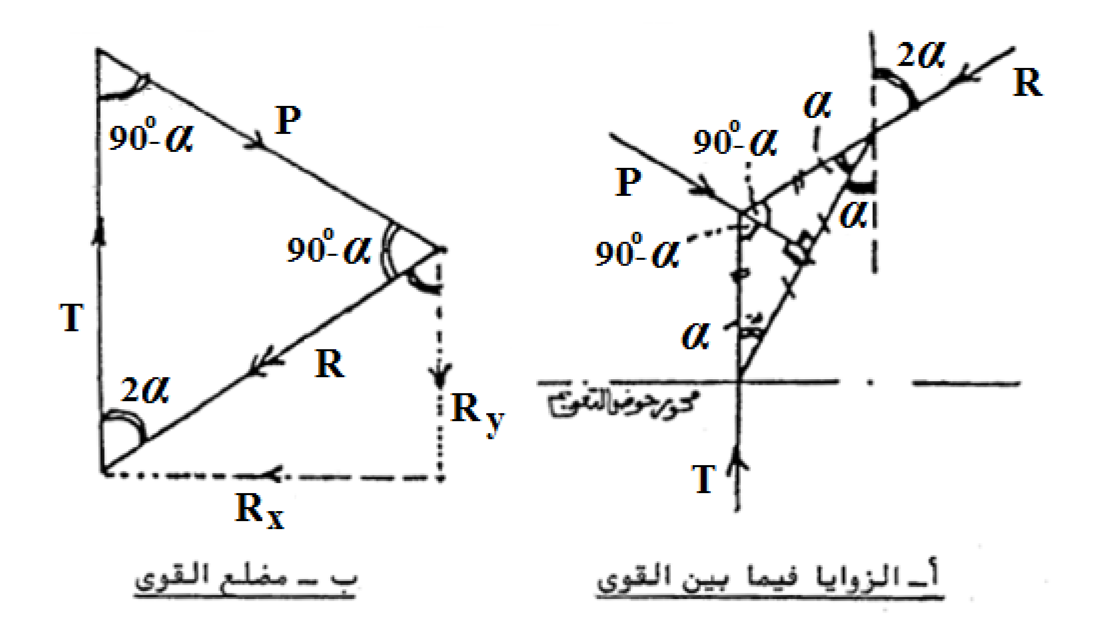
شكل (5-54): مجموعة القوى المؤثرة على حائط الضغط

حساب R_x ، R_y:

يلخص الشكل 5-55 العلاقة بين R, P, T, R_x, R_y حيث:

$$R_x = P * sin(90^0 - \alpha) = P\cos\alpha$$

$$R_y = R_x * \cot 2\alpha$$



شكل (5-55): العلاقة بين القوى الواقعة على البوابة المغلقة

الإجهادات العمودية عند قاعدة حائط الضغط :

بالاشارة للشكل 5-54 نجد أن العزوم حول المحورين السينى والصادي كما يلى

$$M_x = p_4 * \frac{Z_2}{3} + R_y * Z$$

$$M_y = (p_3 + R_x) * Z$$

وتكون الإجهادات العمودية على القاعدة على النحو التالى :

$$f_2^1 = -\frac{N}{b.x} \pm \frac{M_x.\left(\frac{b}{2}\right)}{x.b^3/12} \pm \frac{M_y.(\frac{x}{2})}{b.x^3/12}$$

2- البوابة مفتوحة أثناء فترة التفتيش والإصلاحات During Repair

فى هذه الحالة البوابات مفتوحة وحوض التعويم مفرغ، ولكى يكون التحقق من استقرار الحائط فى أسوأ الظروف ، نأخذ فى الاعتبار ضغط الأتربة والماء الأرضى فى أقصى منسوب له خلف الحائط (شكل 5-56).

ومن الشكل 5-56 نجد أن مصراع البوابة المفتوح يكون فى حالة اتزان تحت تأثير ثلاث قوى :

" T_1" : رد فعل حائط الضغط نحو المفصل العلوى وهو فى اتجاه أفقى.

" G " : وزن المصرع ويمر رأسيا بمركز الثقل.

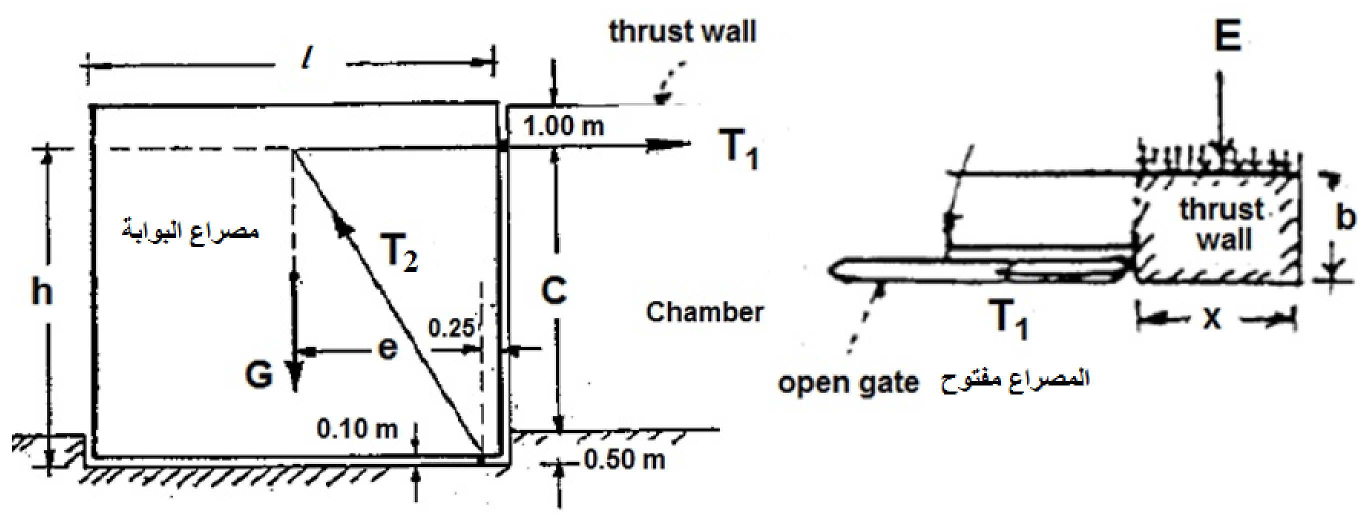
" T_2 " : رد الفعل من المرتكز السفلي .

وحتى تتزن القوى الثلاث لابد وان تمر القوة T_2 بنقطة تقاطع T_1 ، G كما فى الشكل 5-56، ويكون المجموع الجبري للعزوم حول نقطة مساو للصفر ، وعلى ذلك فمن الشكل 5-56 وبأخذ العزوم حول المرتكز السفلي نجد أن:

$$T_1 * h = G * e$$

ومنها :

$$T_1 = G * \frac{e}{h}$$



شكل (5-56): حائط الضغط فى حالة حوض التعويم الجاف

(فى فترات الصيانة) والبوابات المفتوحة

الإجهادات العمودية على قاعدة حائط الضغط

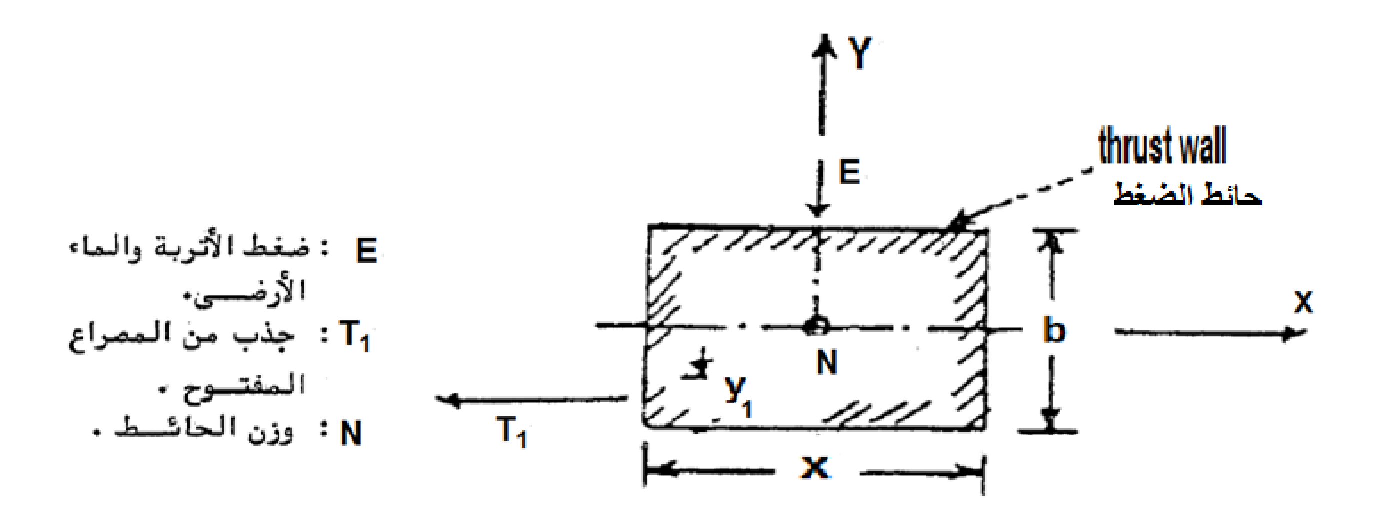
بالاشارة الى الشكل 5-57 وبافتراض أن محصلة ضغط الأتربة والماء الأرضى تؤثر فى حائط الضغط على ارتفاع Z3 فوق الفرش ، فإن العزوم حول المحور السينى والصادى على التوالى تكون :

$$M_x = E * Z_3$$

$$M_y = T_1 * C$$

وتكون الإجهادات العمودية على النحو التالى:

$$f_2^1 = -\frac{N}{b.x} \pm \frac{M_x.\left(\frac{b}{2}\right)}{x.b^3/12} \pm \frac{M_y.(\frac{x}{2})}{b.x^3/12}$$



شكل (5-57): القوى على حائط الضغط فى فترة الإصلاحات

5-8-5 فرش الهويس Design of The floor

1-5-8-5 التقدير المبدئى لسمك الفرش Preliminary Estimation of Floor Thickness Empirically

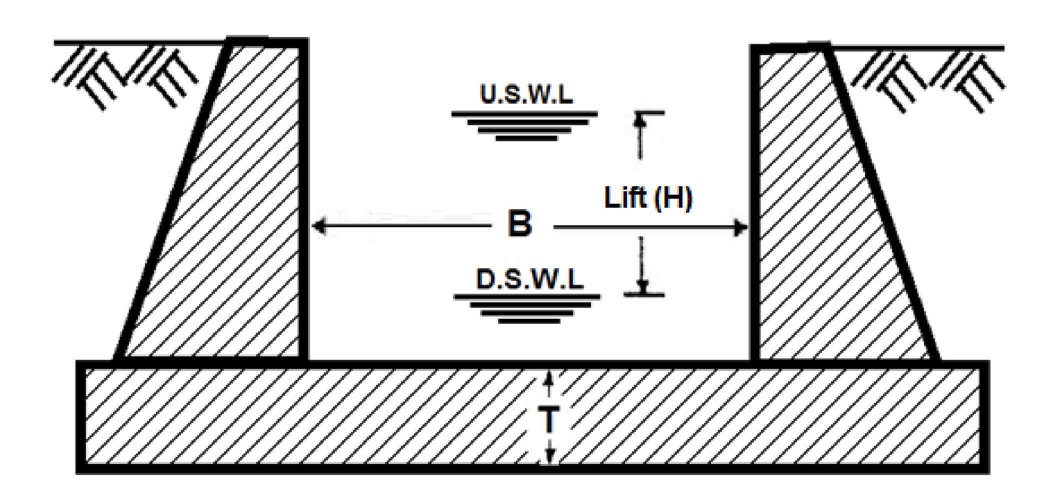
يمكن استخدام المعادلة العملية التالية لتقدير سمك فرش الهويس " T " بصفة مبدئية

$$T = 0.20 * B + 0.50 \sqrt{H} \quad \textbf{(5-7)}$$

حيث:

B = عرض حوض التعويم.

H = أقصى رفـــــع للهويـــس Lift (شكل 5-58).



شكل (5-58): سمك فرش الهويس

إعتبارات أساسية بالنسبة لتصميم فرش الهويس Basic Criteria

1- يعتبر قطاع الهويس وحدة واحدة (قطاع المجرى على شكل U)، وذلك عند تصميم ودارسة استقرار الفرش.

2- بالنسبة للأهوسة المتسعة نسبياً، خاصة تلك المزمع إقامتها على تربة تأسيس يغلب عليها عدم التجانس، فيفضل التصميم على أساس فرض الأستاذ ترزاجى المعروف بمبدأ "رد فعل طبقة التأسيس" المستخدم فى تصميم الحوائط السساندة العادية وينتج عن ذلك بالضرورة فى حالة الهويس أن يكون مؤشر رد فعل تربة التأسيس مكوناً من خطين مستقيمين بدلاً من خط واحد (أنظر فيما بعد).

3- إذا كان قطاع الهويس غير متماثل بالنسبة للمحور، فيجب التحقق من توافر قوة الاحتكاك الكافية لمنع الانزلاق فى اتجاه محصلة القوى الافقية.

2-5-8-5 حالات التحميل Cases of Loading

الحالة الاولى : بعد الإنشاء مباشرة Just after Construction

فى هذه الحالة يكون الهويس جاف ومنسوب الماء الأرضى تحت منسوب السطح السفلي للفرش، لذا لا توجد ضغوط رافعة Uplift أو ضغط مائى على الجانبين، ويوصى بالردم خلف الحوائط تدريجيا أثناء بنائها وذلك لضمان أنه بمجرد الإنتهاء من بناء الحوائط يكون تأثير الأتربة خلفها نشط وبذلك لا تتأثر أرضية الهويس بحدوث شروخ بالسطح العلوى نتيجة إجهادات الشد.

وإذا لم يتوافر فى القطاع المطلوب دراسته التماثل حول المحور كما فى الشكل 5-59 ، فيجب التحقق من أن محصلة القوى الافقية " مج ف " أقل من قوة المقاومة بالاحتكاك لتوفير الأمان من الانزلاق، وبصفة عامة يمكن كتابة معامل الأمان من الانزلاق على النحو التالى :

$$S = \frac{(V-U)*\mu}{H} > 1.50 \qquad \textbf{(5-8)}$$

حيث:

S = معامل الأمان من الانزلاق Sliding.

V = مجموع القوى الرأسية Vertical forces.

μ = معامل الاحتكاك الاستاتيكى Static friction coefficient = 0.50 فى الأحوال العادية.

U = ضغوط الرفع Uplift forces (وفى هذه الحالة تكون U يساوى صفر).

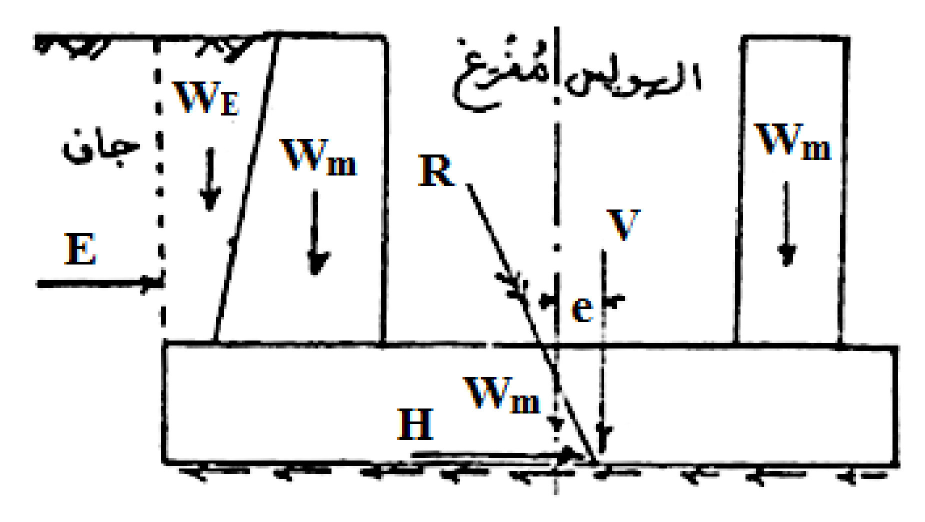
H = مجموع القوى الأفقية Horizontal forces.

الحالة الثانية: أثناء تشغيل الهويس During Operation

وفى هذه الحالة (شكل 5-60)، يجب أخذ الضغوط الرافعة فى الاعتبار ، وغالبا ما يتطلب الأمر أيضا أخذ مناسيب المياه داخل حوض التعويم فى الاعتبار إذ أن عزم الانحناء بالفرش تتغير قيمته تبعاً لهذا المنسوب كما هو موضح بطريقة تخطيطية بالشكل 5-60.

الحالة الثالثة : أثناء فترة الاصلاحات During Repairs

يمكن استنتاج تلك الحالة على نفس النسق المتبع فى الحالتين السابقتين ولكن مع تفريغ حوض التعويم من المياه وافتراض منسوب الماء الأرضى يتناسب مع الواقع.



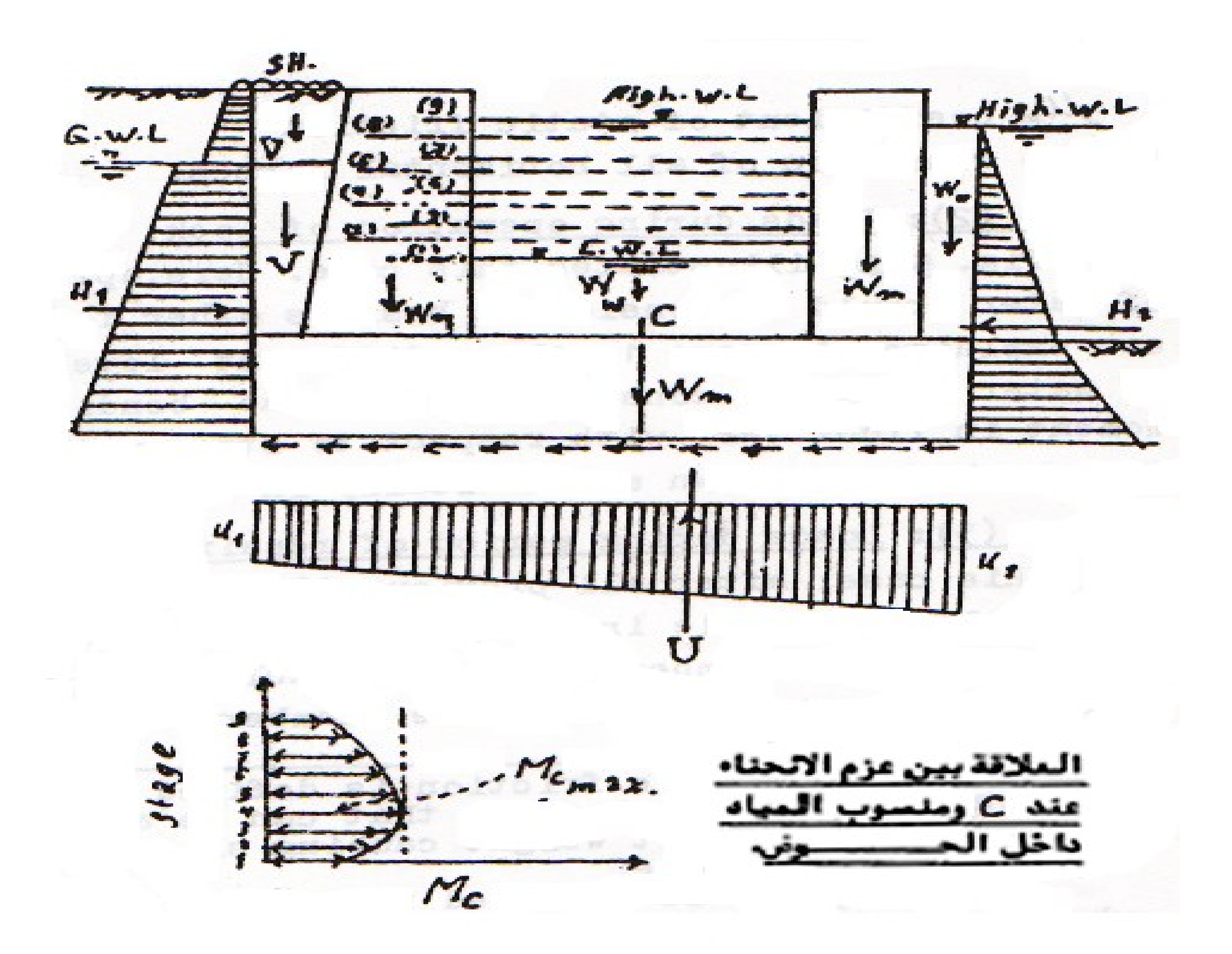
W_E = وزن أتربة الردم.

E = ضغط التربة الجافة.

W_m = وزن المبانى.

← ← ← قوى الاحتكاك

شكل (5-59): فرش الهويس- التحميل بعد الإنشاء مباشرة



SH. : تحميل حي اضافي.

W_w : أوزان المياه .

W_m : أوزان المباني .

V : أوزان أتربة .

H_2 ، H_1 : محصلتا ضغوط الأتربة والمياه .

G.W.L : منسوب الماء الأرضي

High.W.L : منسوب الأمام .

L.W.L : منسوب الخلف .

M_c : عزم الانحناء عند C .

$M_{c\,max.}$: أقصى عزم انحناء عند C .

شكل (5-60): التحميل أثناء تشغيل الهويس

طريقة تقريبية لاستنتاج رد فعل تربة التأسيس Soil Reaction on Floor

1- نرسم مؤشر ضغوط الرفع Uplift Diagram تحت فرش الهويس (المؤشر A ، شكل 5-61).

2- نحصل على مؤشر الاجهادات العمودية Stress on soil على التربة (المؤشر B ، شكل 5-61) من :

$$f_2^1 = -\frac{N}{1.00.X} \pm \frac{M.\left(\frac{X}{2}\right)}{1.00.X^3/12}$$

حيث:

M = المجموع الجبرى للعزوم.

N = محصلة القوى الرأسية.

X = العرض الكلى للفرش (شكل 5-61)

3- للحصول على مؤشر الإجهادات العمودية المعدلة على التربة Modified stress on soil (المؤشر C ، شكل 5-61) نتبع ما يلي :

أ- على أساس مستوي توزيع مائلين 45° كما فى الشكل 5-61 يتم توزيع كل الأحمال الرأسية على يسار القطاع 1 – 1 وكذلك كل الأحمال الرأسية على يمين القطاع 2 – 2 يتم توزيعها على الطولين X1 ، X2 على التوالى كما هو مبين بالشكل، وعلى ذلك تكون قيم الإجهادات العمودية عند الحرفين الأيسر والايمن على التوالى بعد التعديل هى كما يلى :

$f1^{1}$ = مجموع الاحمال الرأسية على يسار 1 – 1 / X1

$f2^{1}$ = مجموع الاحمال الرأسية على يمين 2 – 2 / X2

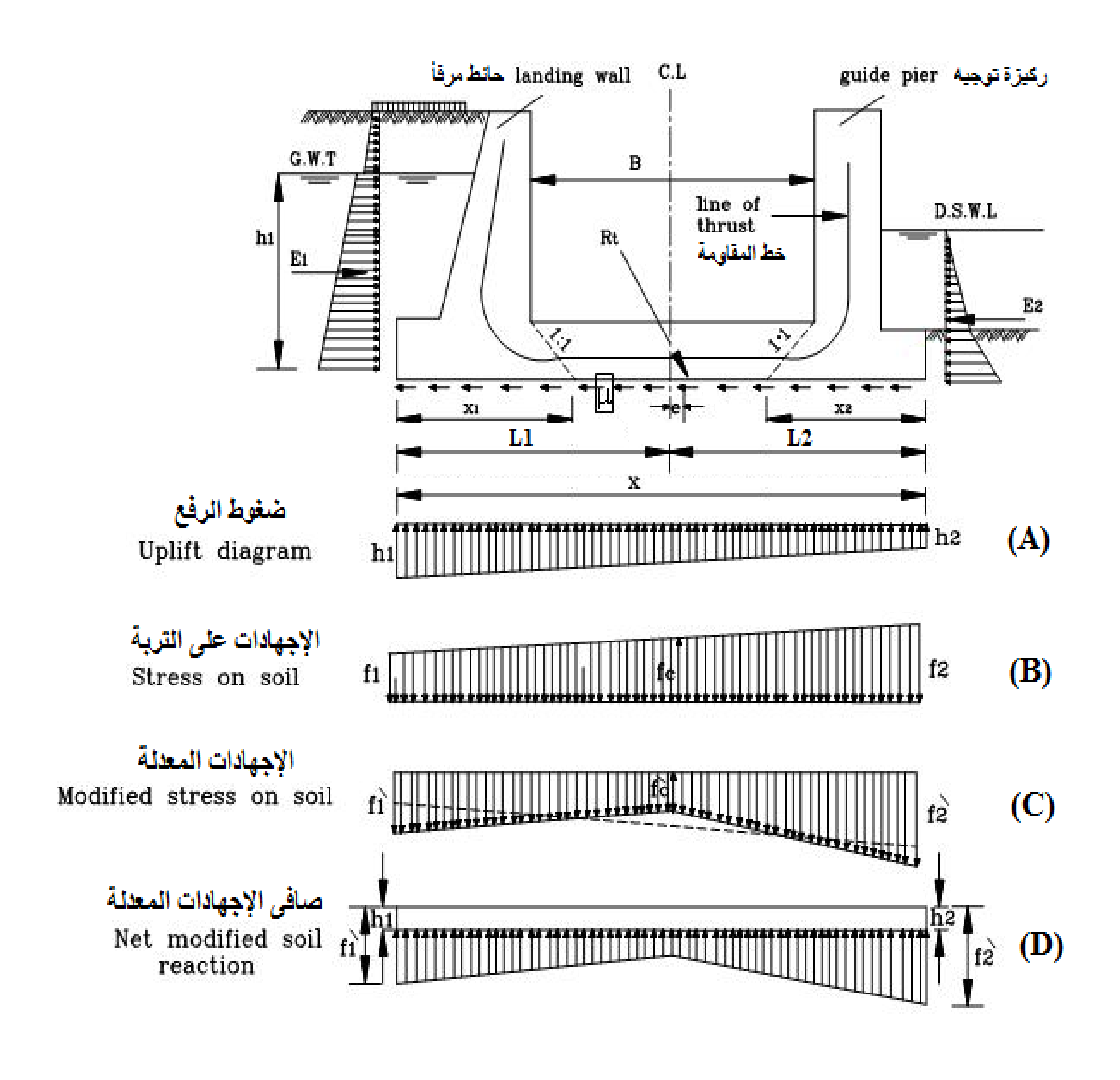
ب- إن قيمة الإجهاد العمودي fc^{1} بالمؤشر " C " (شكل 5-61) والذي يكون متساوياً مع محور التعويم ، هذه القيمة يمكن استنتاجها من شرط تساوى مساحة كل من المؤشرين " B " ، " C "، وذلك على النحو التالى:

$$½ . (f1 + f2) . X = ½ . (f1^{1} + fc^{1}). L1 + ½ . (fc^{1} + f2^{1}).L2$$

وبالتبسيط نجد أن :

$$fc^{1} = f1 + f2 - f1^{1} (L1/X) – f2^{1} (L2/X)$$

4- بتجميع المؤشرين " A " ، " C " جبرياً حيث " A " هو مؤشر الضغوط الرافعةUplift Diagram (شكل 5 – 61) نحصل على مؤشر صافي الإجهادات على التربة والذى إذا عكست اتجاهات الأسهم بـه لتصبح إلـى أعلا فإن الناتج يعبر عن "مؤشر صافى رد فعل التربة على فرش الهويس" Net modified soil reaction ، والمشار إليه بالرمز " D " بالشكل (5-61).



شكل (5-61): طريقة تقريبية لاستنتاج رد فعل التربة على فرش الهويس

إيجاد محصلة القوى وقيمة اللاتمركز " لا " عند قطاعات منتخبة من الفرش:

يتم ذلك فى إطار المبدأ الذي سبق أن ذكرناه وهواعتبار قطاع الحوض وحدة واحدة على شكل المجرى القائم الزاوية، وبالتالى يتم تقسيم القطاع كله إلى وحدات مناسبة (شكل 5-62) ويتحدد موقع محصلة القوى عند أى قطاع بأخذ العزوم لكل القوى الواقعة على ناحية واحدة من القطاع (أيمنه أو أيسره) بما فى ذلك القوى الناتجة عن رد فعل التربة (المؤشر " D " شكل 5-61) و نستنتج اللاتمركز eccentricity " e" وذلك بالطريقة المعتادة حيث :

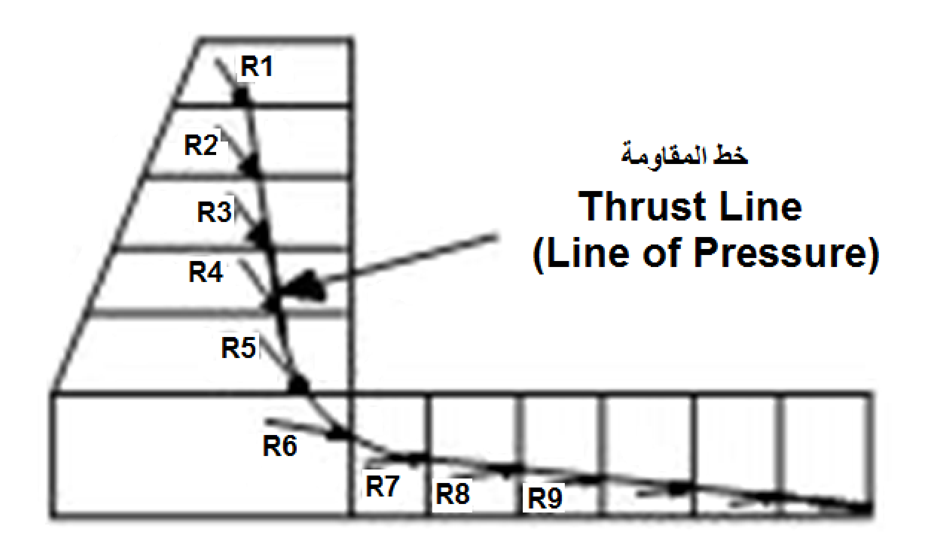
$$e = \frac{M}{N}$$

وفيها:

M = المجموع الجبرى للعزوم.

N = محصلة القوى الرأسية.

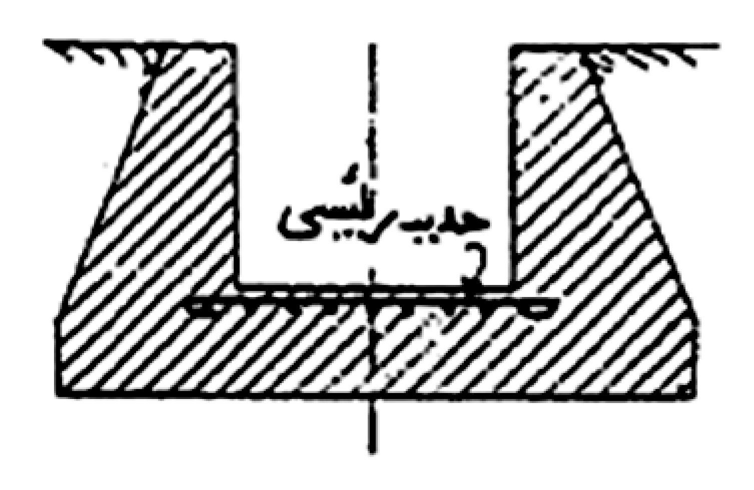
ويسمى الخط الواصل بين مواقع محصلات القوى عند المواقع المختلفة لكل القطاع العرضي ، يسمى خط الضغط Pressure line أو خط المقاومة Thrust line (شكل 5– 62).



شكل (5-62): خط المقاومة لقطاع متماثل حول محور حوض التعويم

ملاحظات وإضافات ضرورية:

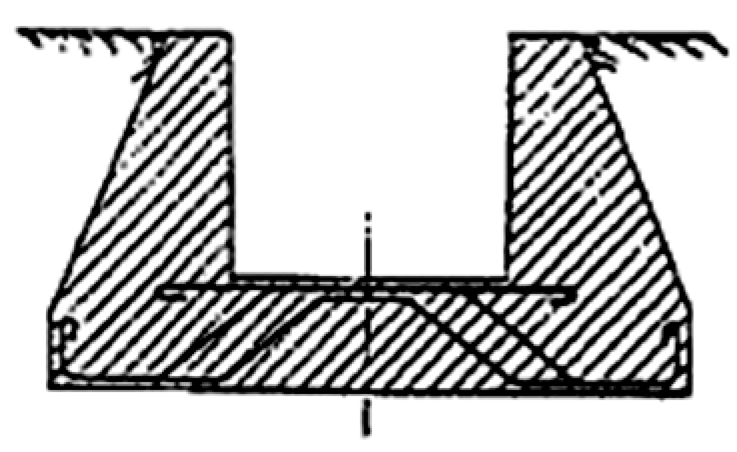
1- لوحظ أنه فى الغالبية العظمى من تصميمات الأهوسة ذات القطاع التثاقلى أن المحصلة عند القطاع المحوري (شكل 5 -62) تكون عادة خارج الثلث الأوسط بما يعنى حدوث إجهادات شد بالوجه العلوى للفرش (قاع حوض التعويم)، لذا فإنه من الأمور التى تكاد تكون لها صفة القاعدة بين مصممى الأهوسة أن يتم تسليح الجانب العلوى من فرش الهويس (شكل 5–63) مهما كانت جهود الشد المحسومة صغيرة القيمة.



شكل (5-63): تسليح السطح العلوى للفرش فى الحالات البسيطة

2- فى الحالات التى تكون فيها جهود الشد المتوقعة بالسطح العلوى للفرش كبيرة نسبياً، فإنه عادة ما يوصى بعمل الجزء العلوى من الفرش على هيئة بلاطة من الخرسانة المسلحة سمكها قد يتراوح مابين 30 إلى 60 سم.

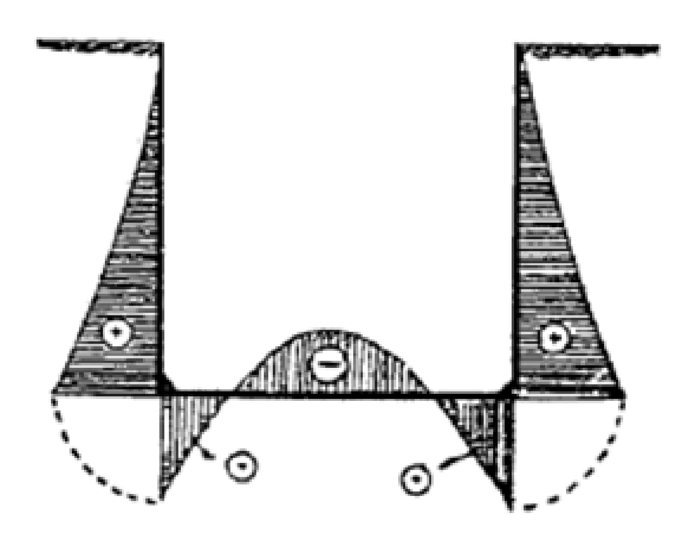
3- وأحياناً قد يتطلب الأمر تسليح الفرش بكامل السمك كما بالشكل 5-64 حسبما يقتضيه الحال كأن تكون تربة التأسيس متوسطة التحمل مثلاً.



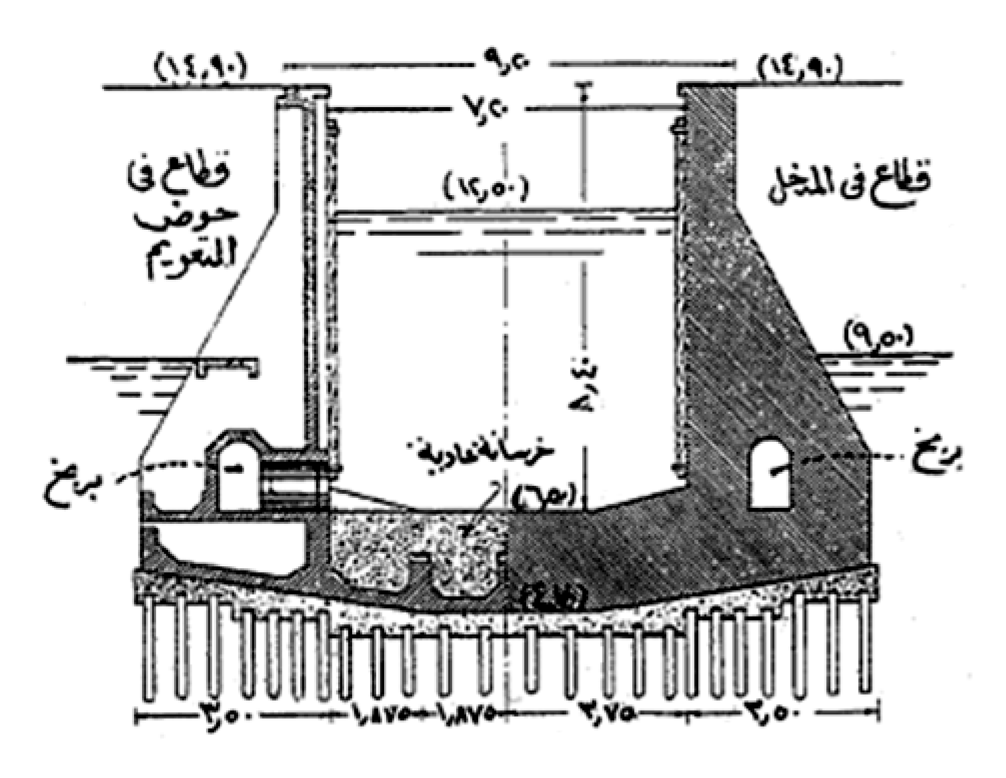
شكل (5-64): حالة تسليح فرش الهويس كله

4- تتميز قطاعات الأهوسة المنفذة من الخرسانة المسلحة بخفة الوزن، وتلك فى الحقيقة صفة ينشأ عنها ضرورة تأمين المنشأ من الطفو بفعل ضغوط الرفع خاصة عند تفريغ حوض التعويم، لذا فإنه غالباً ما يملأ القاع بالخرسانة العادية لإعطاء الثقل المطلوب بالإضافة إلى أن خوازيق الشدة قد تستعمل للمساهمة فى التغلب على قوى الرفع، وقد يعمل الفرش كله من الخرسانة العادية بسمك كاف لنفس الغرض (أنظر الأشكال 5– 66 إلى 5-71). ويبين الشكل 5 – 65 مؤشرعزوم الانحناء الذى يتخذ أساساً لتصميم أجزاء القطاع العرضى للهويس من الخرسانة المسلحة.

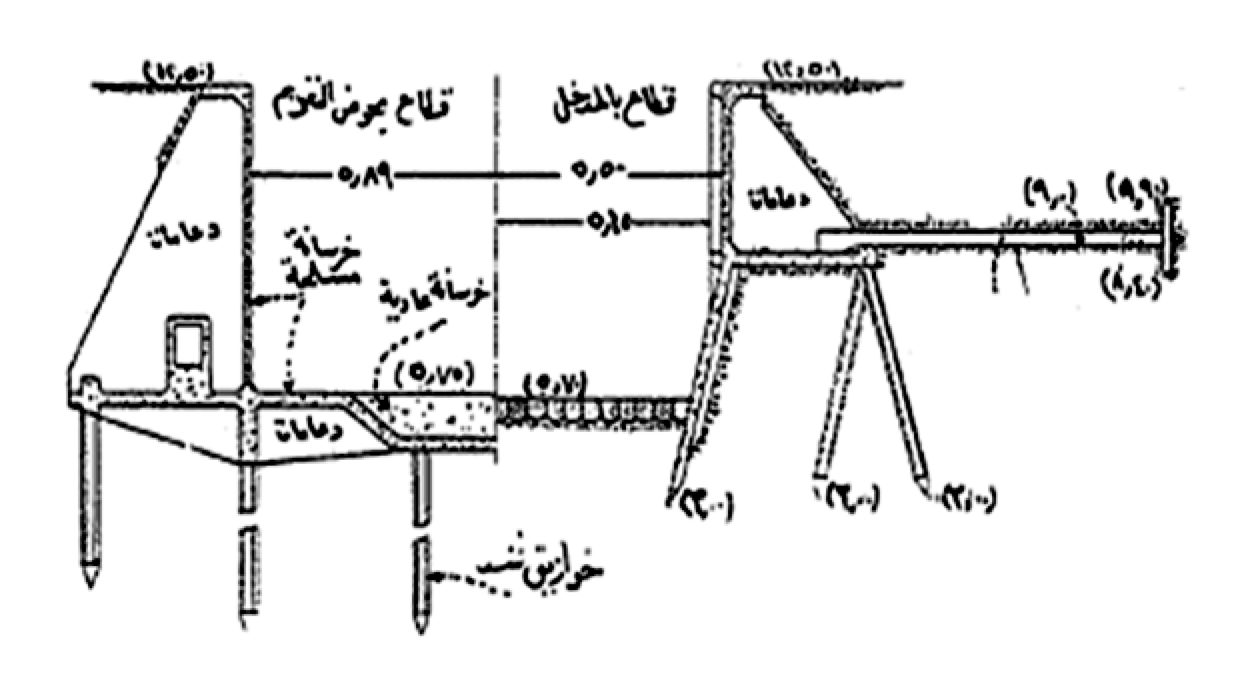
ويبين الشكلين 5-72، 5-73 بعض نماذج القطاعات المختلفة لحوائط وفروشات الأهوسة.



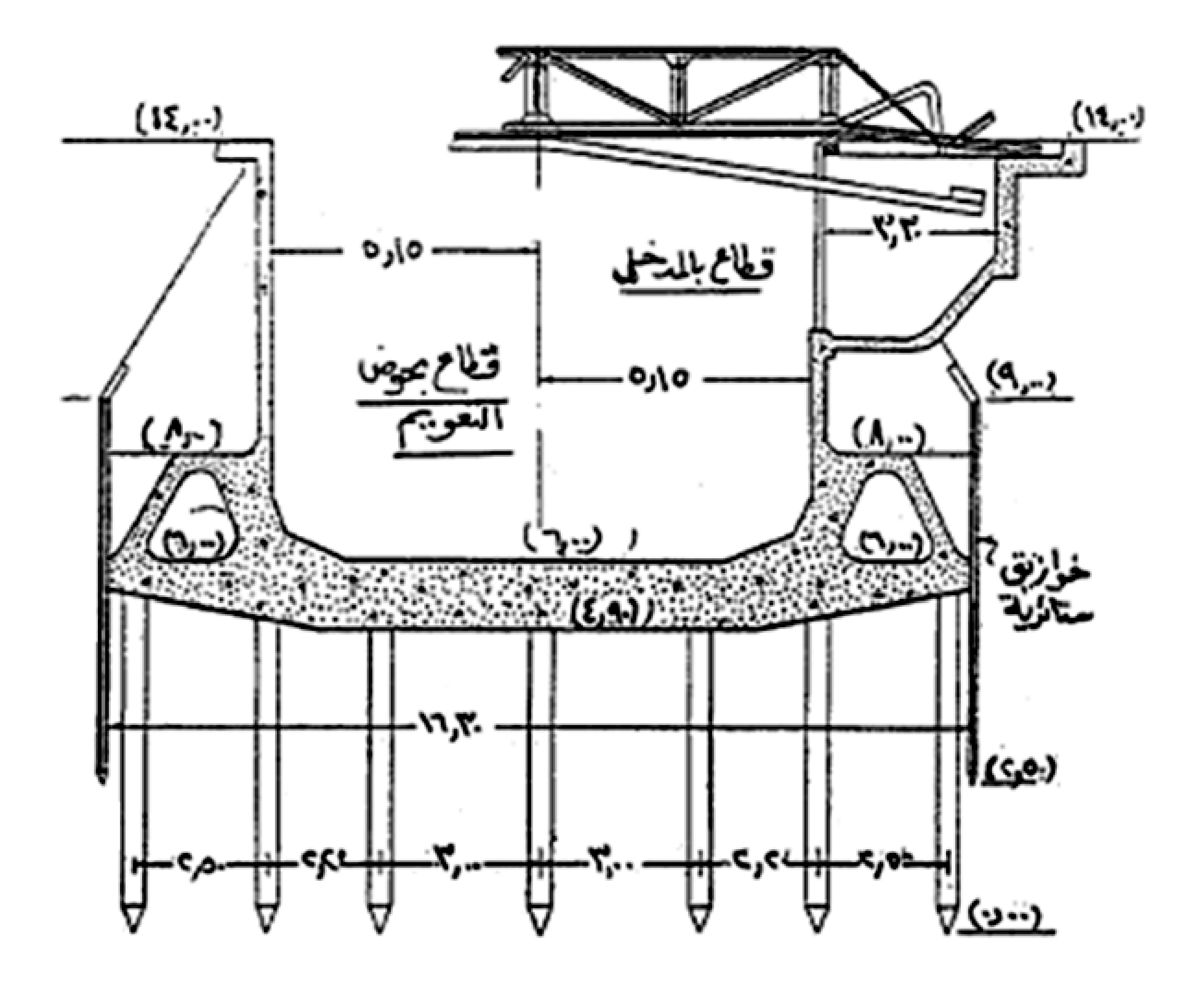
شكل (5-65): مؤشر عزوم الانحناء لقطاع هويس من الخرسانة المسلحة



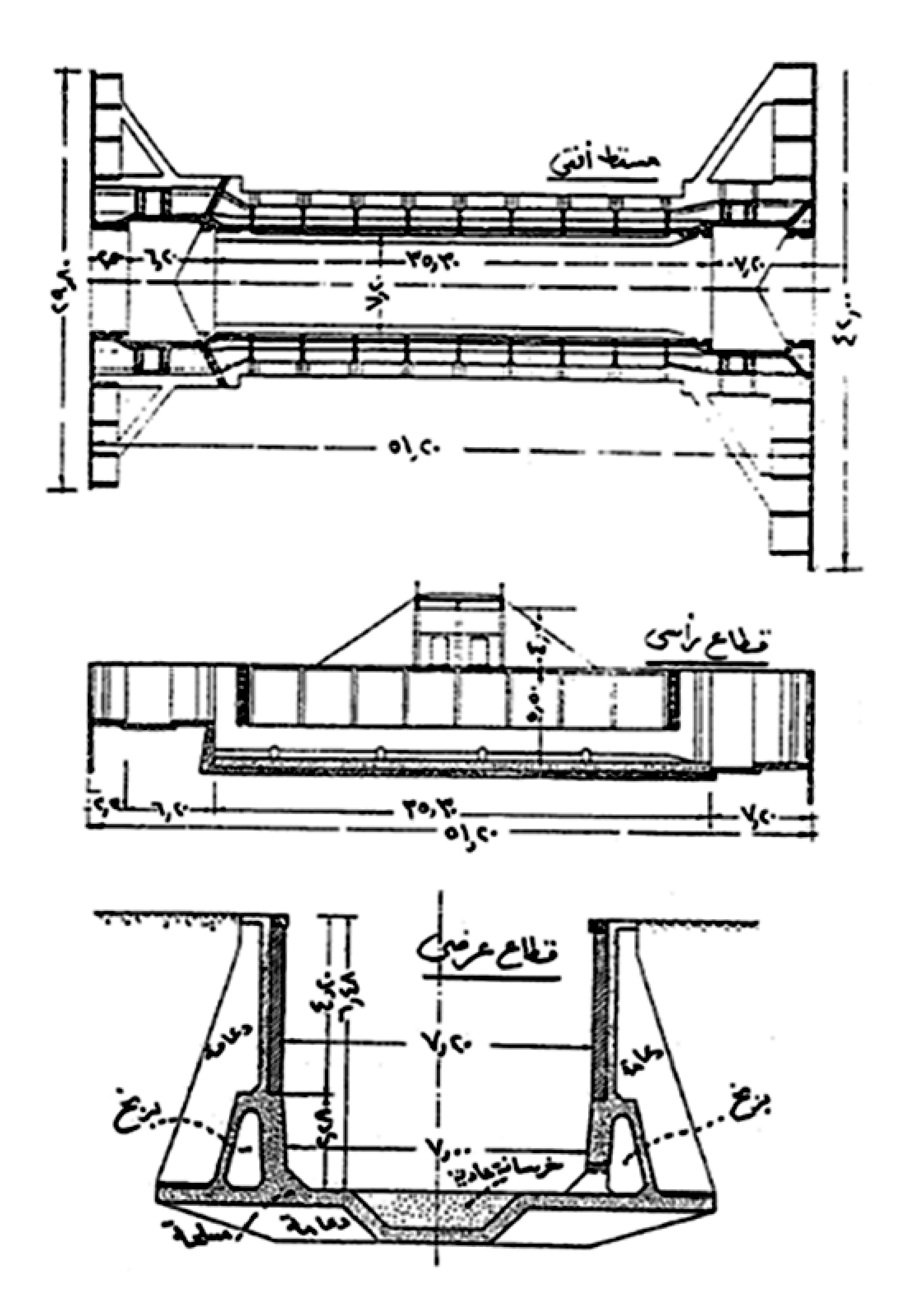
شكل (5-66): هويس على قناة واصلة بين فرعين من أفرع نـهر البو، إيطاليا



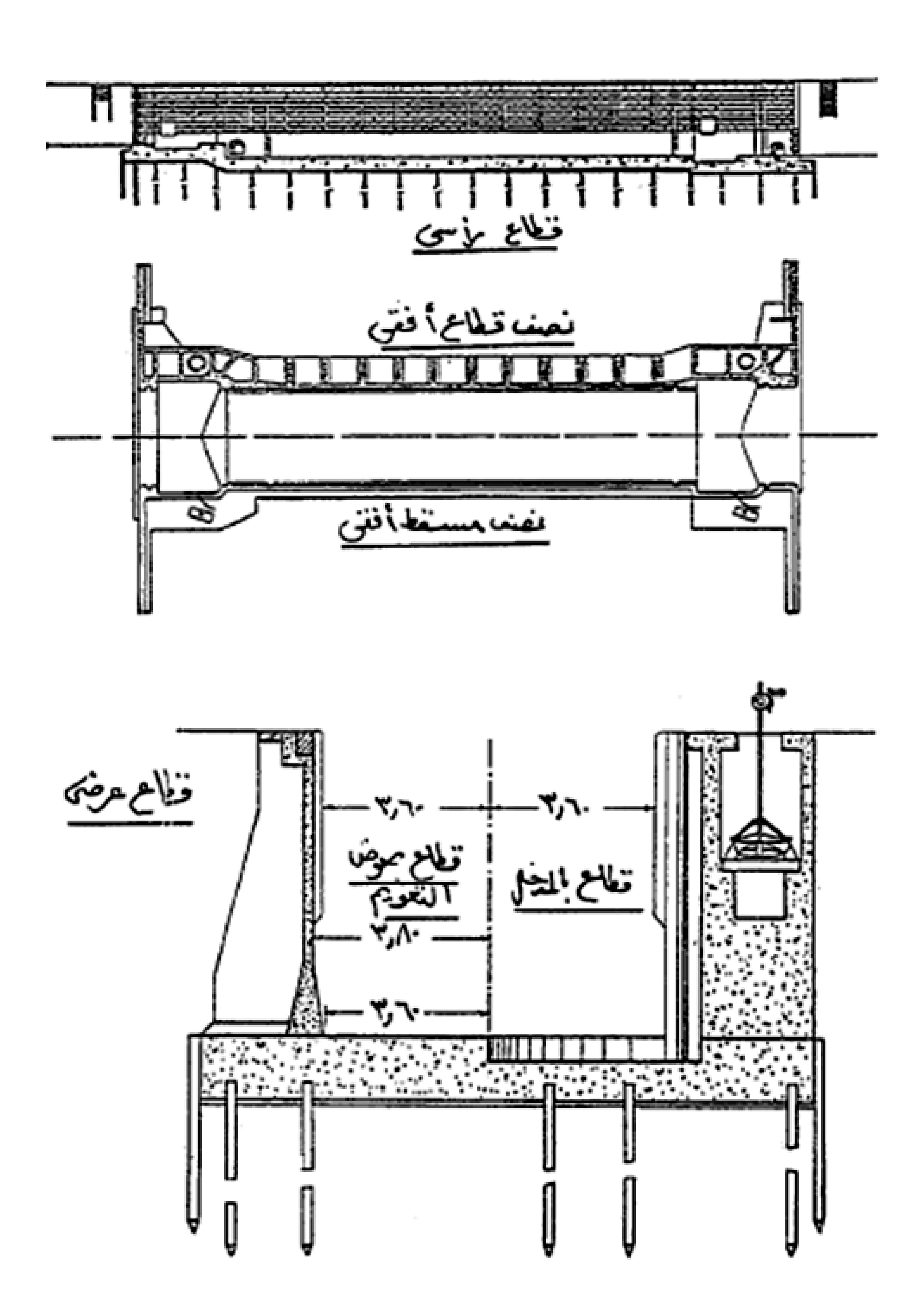
شكل (5-67): قطاع فى هويس براندولو، إيطاليا



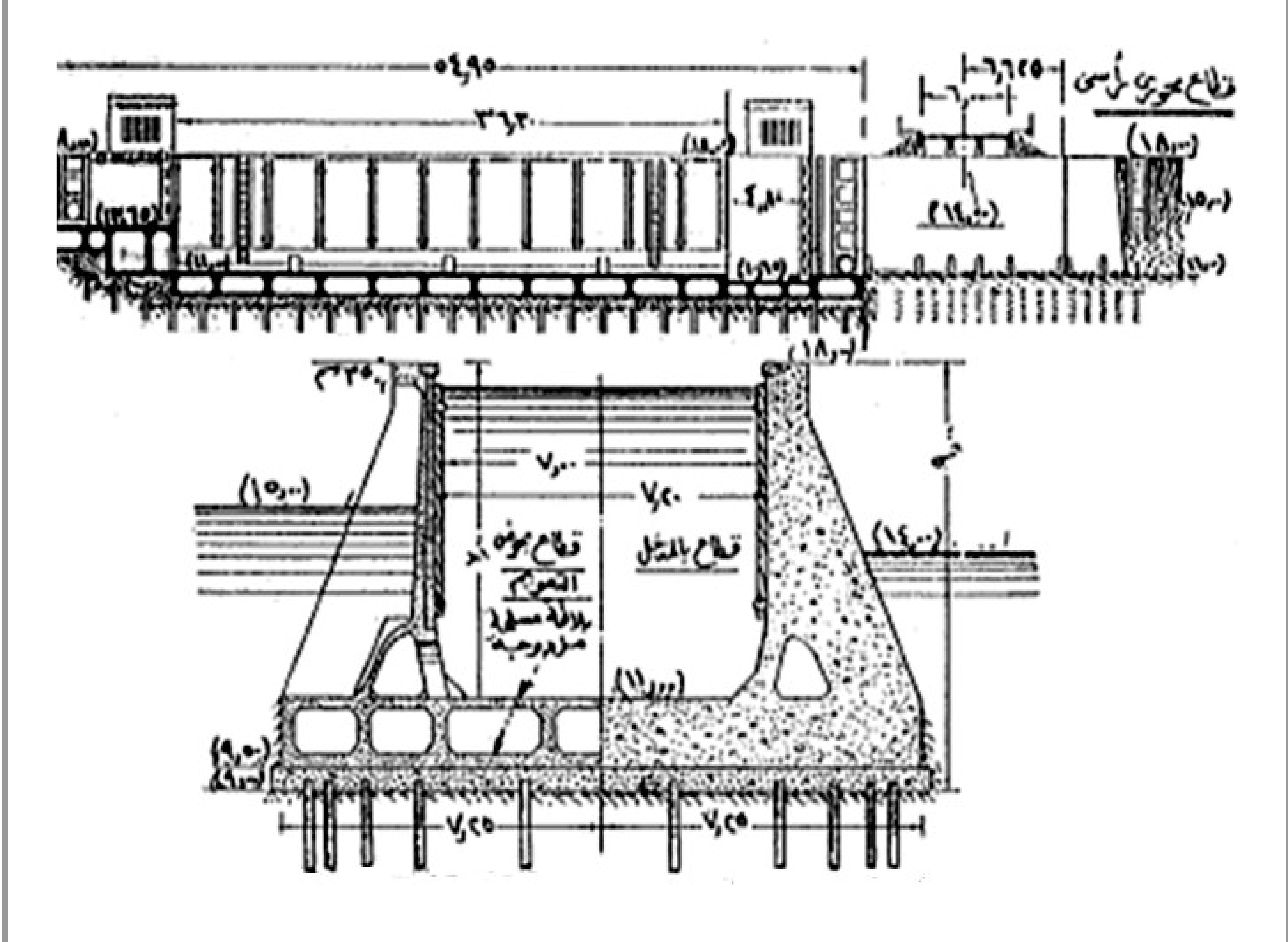
شكل (5-68): هويس كافانيلو داديج، إيطاليا، الحوائط فقط خرسانة مسلحة



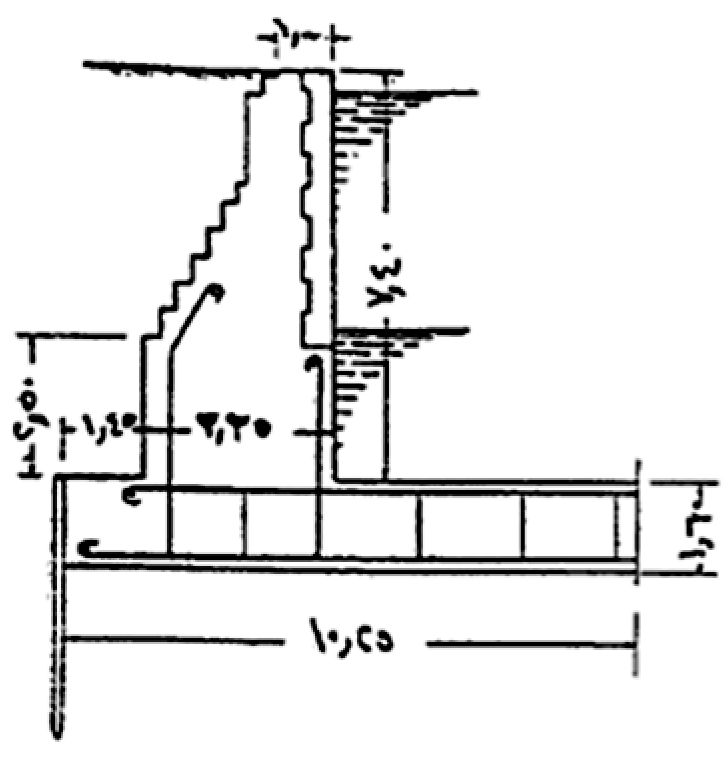
شكل (5-69): هويس لارانا، إيطاليا



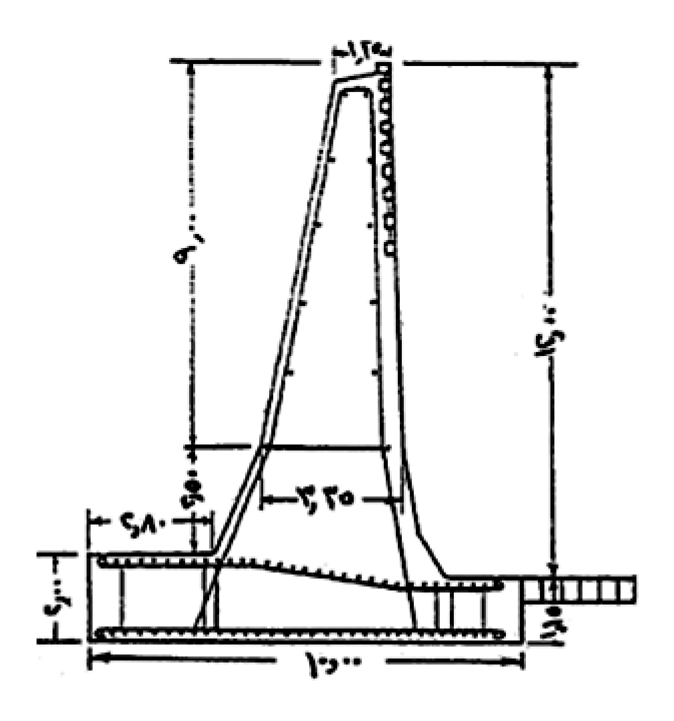
شكل (5-70): هويس بريجليو، إيطاليا، الحوائط فقط خرسانة مسلحة



شكل (5-71): هويس دولو، إيطاليا



شكل (5-72): مثال يبين فرش الهويس من الخرسانة المسلحة والحوائط تثاقلية



شكل (5-73): طراز من الحوائط المسلحة، وفيه يستقل الحائط عن الفرش الذى يكون عادة قليل السمك

أمثلة محلولة

Solved Examples

أولاً: التصميم الهيدروليكى لفرش منشآت التحكم

Hydraulic Design for Apron of Control Structures

مثال 1

بالنسبة للهدار المبين بالشكل، إذا علمت أن:

- معامل الزحف المأمون (معامل بلاى) = 10
- مادة الفرش من الخرسانة العادية ووزنها النوعى = 2.20 طن/م^3.
- معدل التدفق لوحدة الطول من الهدار = 2.50 م^3/ث/م$^/$.

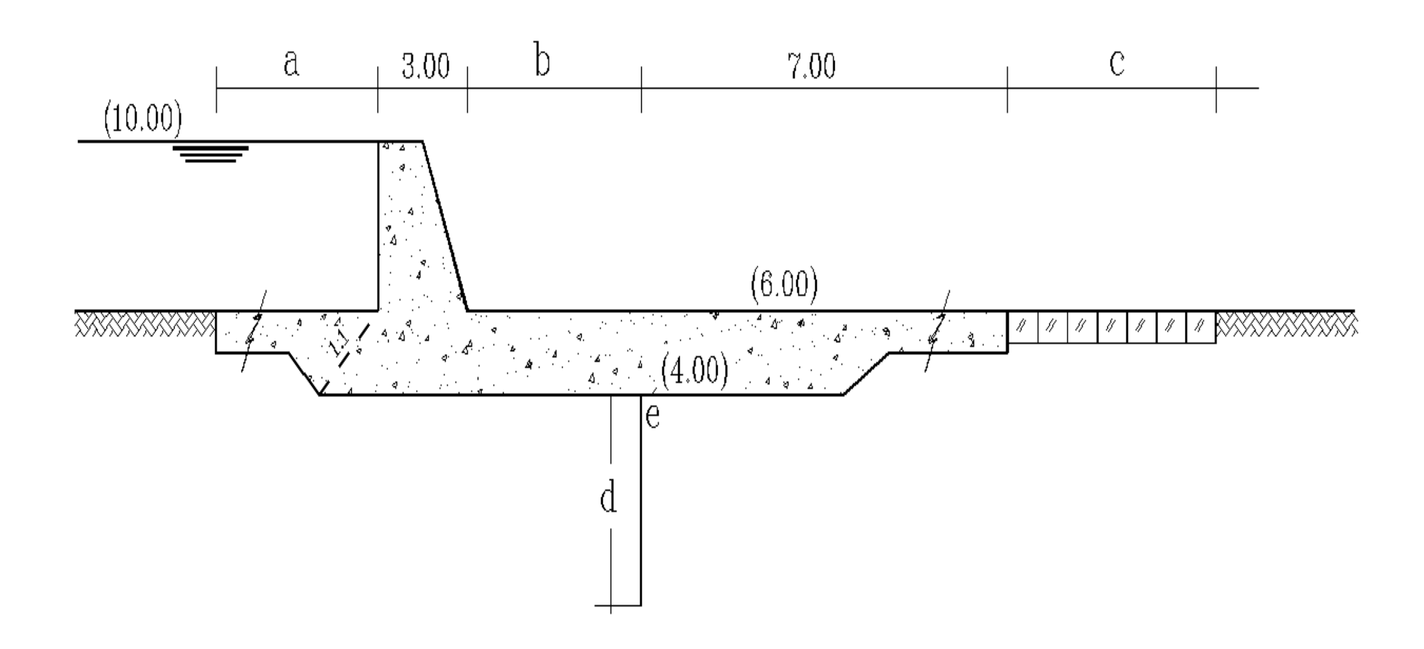
فالمطلوب:

أ- إيجاد الأبعاد c, b, a وعمق القطاع d.

ب- رسم القطاع الطولى للهدار بمقياس رسم مناسب.

ج- حساب ورسم مؤشرى الضواغط البيزومترية وضواغط الرفع " Piezometric and Pressure heads"، ومن ثم التحقق من سمك الفرش عند النقطة e.

د- إحسب منسوب الماء الأرضى حول اكتاف الهدار وذلك بالقطاع العرضى الذى يحتوى النقطة "e".



الحــــــــــل

$a = (1\text{-}2)\ H = (1\text{-}2) * 4 = 4\ \text{-}8\ m$ taken 5 m

$L = 3 * 10 * (4/3)^{0.5}\ (2.50/7)^{0.5} = 20.70\ m$

$L_1 = 1.2 * 10 * (4/3.9)^{0.5} = 12.15\ m$

$b = 12.15 – 7 = 5.15$ taken 6 m

$c = 20.70 – (7+6) = 7.70$ taken 8 m

$L_{creep} = H * C_B = 4 * 10 = 40\ m$

$40 = 1 + 2 + (2)^{0.5} + 2 + 3 + 6 + 2d + 6 + (2)^{0.5} + 1$

$d = 8.08$ taken 9 m

Net piezometric heads

$1/C = 4/41.828 = 1/10.457$

$h_1 = 4 + (0) = 4\ m$

$h_2 = 5 + (-1) – (1/10.457) = 3.90\ m$

$h_3 = 6 + (-2) – (15.414/10.457) = 2.53\ m$

$h_e = 6 + (-2) – (33.414/10.457) = 0.80\ m$

$h_4 = 5 + (-1) – (40.828/10.457) = 0.10\ m$

$h_5 = 4 + (0) – (41.828/10.457) = 0.00\ m$

Uplift Pressures

$U_2 = 5 – (1/10.457) = 4.90\ m$

$U_3 = 6 – (15.414/10.457) = 4.53\ m$

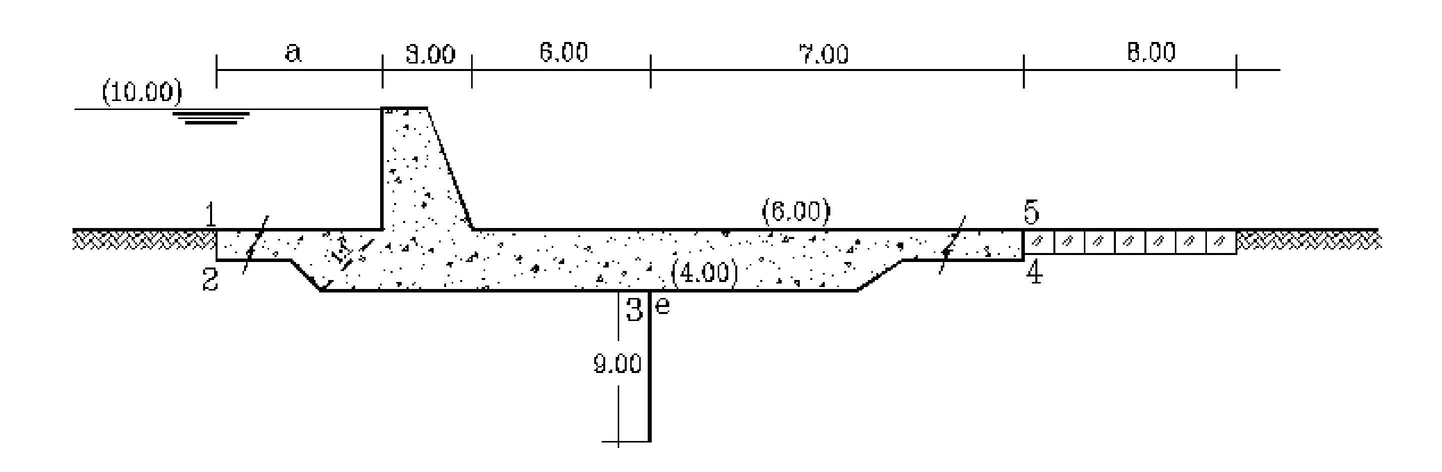
$U_e = 6 – (33.414/10.457) = 2.80\ m$

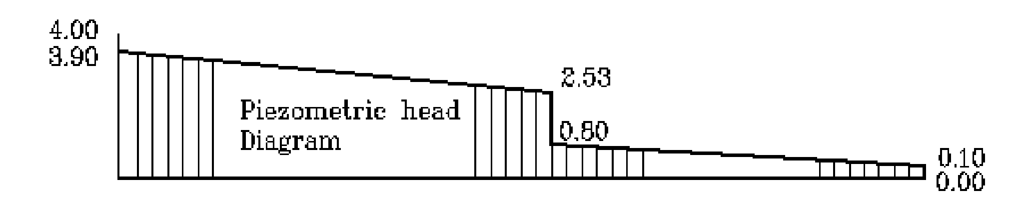
$U_4 = 5 – (40.828/10.457) = 1.10\ m$

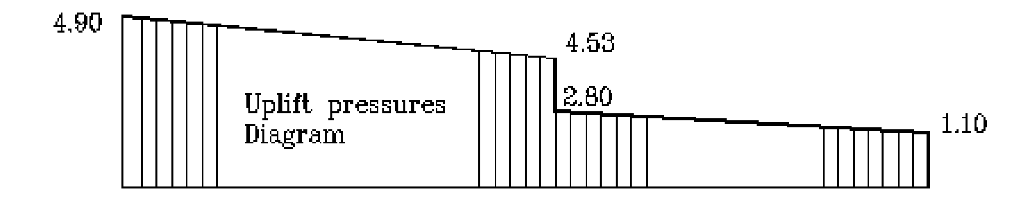
Checking of thickness of apron at point e

$$T = \frac{h}{\gamma_f - 1} \times 1.3$$

$$T = \frac{0.80}{2.20 - 1} \times 1.3 = 0.86m \prec 2m.(safe)$$







Estimation of G.W.L at point e حساب منسوب الماء الأرضى

منسوب الماء الأرضى (G.W.L) = الضاغط البيزومترى (h) + منسوب مستوى المقارنة
= ضاغط الرفع (U) + منسوب النقطة (A)

G.W.L = 0.80 + 6.00 = 6.80 m
G.W.L = 2.80 + 4.00 = 6.80 m

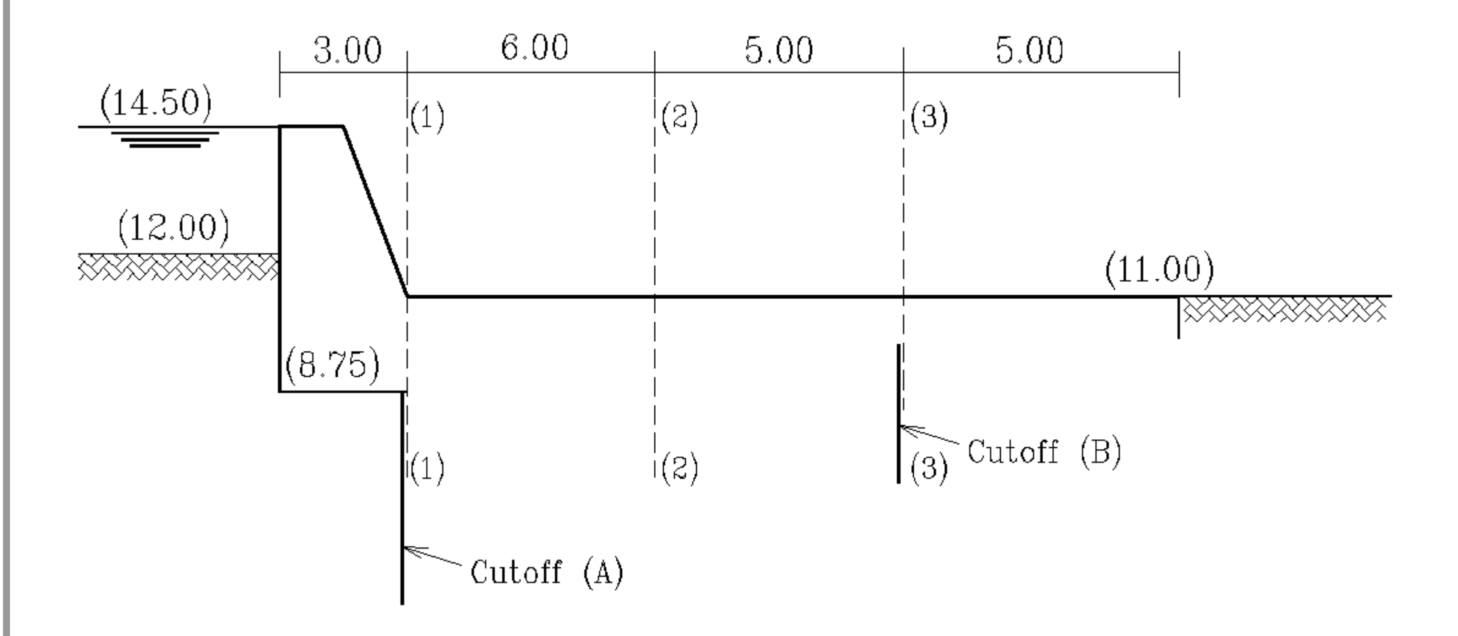
مثال 2

1- الشكل يبين هداراً يحجز المياه أمامه على منسوب القمة وهو (14.50) متر، بينما الخلف جاف. فإذا علمت أن:

- طول الفرش بالخلف (المسافة بين القطاع "1-1" والحرف الخلفى للفرش وهو 16.00 متر كافى للأمان من الجرف الخلفى Downstream scour.
- معامل الزحف المأمون (معامل بلاى) = 12.
- مادة الفرش من الخرسانة العادية ووزنها النوعى = 2.20 طن/م^3.

فالمطلوب:

أ- تصميم عمق القاطعين A ، B فى الموقعين "1-1" و "2-2".
ب- تصميم سمك الفرش فى الموقعين "2-2" و "3-3".
ج- رسم القطاع الطولى للفرش بمقياس رسم مناسب.
ح- حساب ورسم مؤشرى الضواغط البيزومترية وضواغط الرفع " Piezometric and Pressure heads"، ومن ثم إعادة التحقق من سمك الفرش عند القطاع خلف قطاع "1-1" بمقدار 3.00 أمتار، وكذلك عند القطاع خلف قطاع "2-2" بمقدار 3.00 أمتار..



الحــــــــــل

Depth of cutoff (A)

Net piezometric head on the Apron = H = 14.5 – 11 = 3.5 m

The length of creep until sec (1-1) = L_{c1} =3.25 + 3 + 2d_A = 6.25 + 2d_A

$h_{(1-1)}$ = 5.75 + (- 2.25) - ((6.25+2d_A)/12)

We can get the piezometric head at sec (1-1) from equation of the thickness:

$$T_{1-1} = \frac{h_{1-1}}{\gamma_f - 1} \times 1.3$$

$$2.25 = \frac{h_{1-1}}{2.20 - 1} \times 1.3$$

$h_{(1-1)}$ = 2.077 m

2.077 = 5.75 + (- 2.25) - ((6.25+2d_A)/12) d_A = 5.40 m

Thickness of apron at sce. (2-2)

$h_{(2-2)}$ = $h_{(1-1)}$ - losses

=2.077 - (6/12) = 1.577 m

$$T_{2-2} = \frac{1.577}{2.20 - 1} \times 1.3 \approx 1.70m$$

Depth of cutoff (B) and thickness of apron at sce. (3-3)

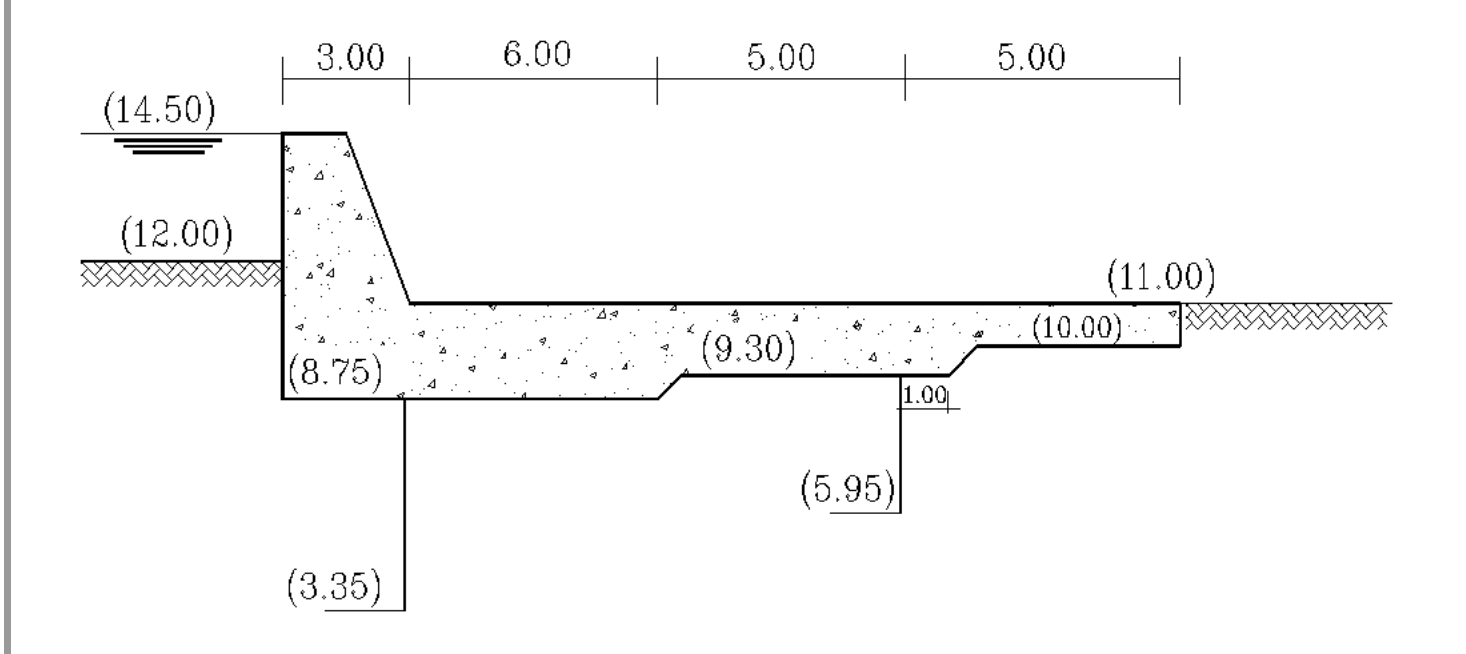
L_{creep} = H * C_B = 3.50 * 12 = 42 m

42 = 6.25 + 2 * 5.40 + 16 + 2.25 + 2d_B d_B = 3.35 m

$h_{(3-3)}$ = $h_{(2-2)}$ - losses

=1.577 - (5+2*3.35/12) = 0.602 m

$$T_{3-3} = \frac{0.602}{2.20 - 1} \times 1.3 \approx 0.65m$$ taken 1 m



The total creep length = 3.25 + 3 + (2* 5.4) + 6 + $(0.605)^{0.5}$ + 4.45 + (2* 3.35) + 1 + $(0.98)^{0.5}$ + 3.30 + 1 = 41.27 m < 42 m (unsafe)

Increase d_A from 5.40 m to 5.80 m

The total creep length = 41.27 + 2*0.40 = 42.07 m > 42 m (safe)

1/C = 3.5/42.07 =1/12.02 Safe

Recheck for the thickness at the different sections

section (1)

$h_{(1-1)}$ = 5.75 + (- 2.25) - ((6.25+2 * 5.80)/12.02) = 2.01 m

$$T_{1-1} = \frac{h_{1-1}}{\gamma_f - 1} \times 1.3$$

$$T_{1-1} = \frac{2.01}{2.20 - 1} \times 1.3 = 2.18m$$ (Safe)

section (2)

$h_{(2-2)}$ = 5.75 + (- 2.25) - ((6.25+2 * 5.80 +6)/12.02) = 1.52 m

$$T_{2-2} = \frac{1.52}{2.20-1} \times 1.3 = 1.64m$$ (Safe)

section (3)

$h_{(3-3)}$ = 5.75 + (- 2.25) - ((6.25+2 * 5.80 +6+$(0.605)^{0.5}$+4.45+2 * 3.35) /12.02) = 0.52 m

$$T_{3-3} = \frac{0.52}{2.20-1} \times 1.3 = 0.56m$$ (Safe)

Net piezometric heads

h_a = 2.50 + (1) = 3.50 m

h_b = 5.75 + (-2.25) – (3.25/12.02) = 3.23 m

h_c = 5.75 + (-2.25) – (3.25+3/12.02) = 2.98 m

h_d = 5.75 + (-2.25) – (6.25+2*5.80/12.02) = 2.01 m

h_e = 5.20 + (-1.70) – (6.25+2*5.80+10.45+$(0.605)^{0.5}$/12.02) = 1.08 m

h_f = 5.20 + (-1.70) – (6.25+2*5.80+10.45+$(0.605)^{0.5}$+2*3.35/12.02) = 0.52 m

h_g = 4.50 + (-1.00) – (41.07/12.02) = 0.08 m

h_k = 3.50 + (0) – (42.07/12.02) = 0.00 m

Uplift Pressures

U_b = 5.75 – (3.25/12.02) = 5.48 m

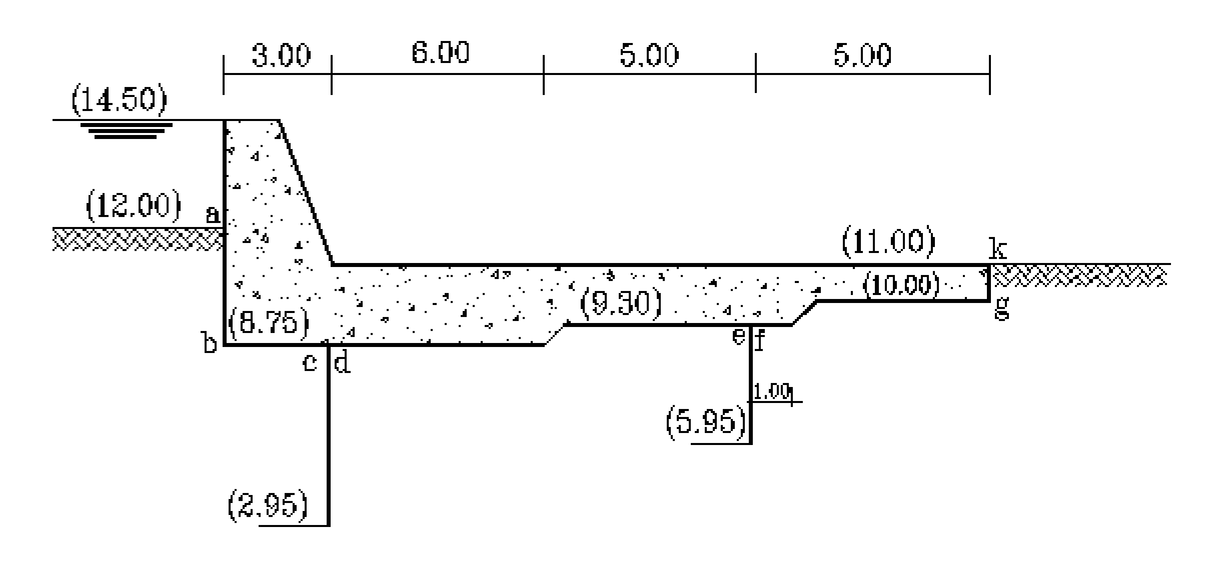
U_c = 5.75 – (3.25+3/12.02) = 5.23 m

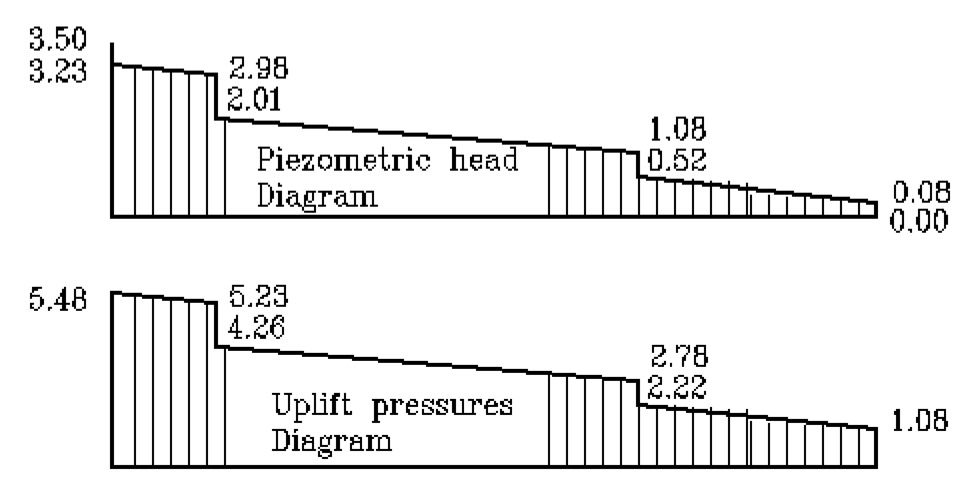
U_d = 5.75 – (6.25+2*5.80/12.02) = 4.26 m

U_e = 5.20 – (6.25+2*5.80+10.45+$(0.605)^{0.5}$/12.02) = 2.78 m

U_f = 5.20 – (6.25+2*5.80+10.45+$(0.605)^{0.5}$+2*3.35/12.02) = 2.22 m

U_g = 4.50 – (41.07/12.02) = 1.08 m





Thickness at distance 3.00 m downstream sections (1) & (2).

Distance 3.00 m downstream section (1)

h = 1.76 m

$$T = \frac{1.76}{2.20-1} \times 1.3 = 1.91m \prec 2.25 \qquad \text{(Safe)}$$

Distance 3.00 m downstream section (2)

h = 1.24 m

$$T = \frac{1.24}{2.20-1} \times 1.3 = 1.35m \prec 1.70 \qquad \text{(Safe)}$$

ثانياً: السدود Dams

- السدود التثاقلية Gravity Dams

مثال 1

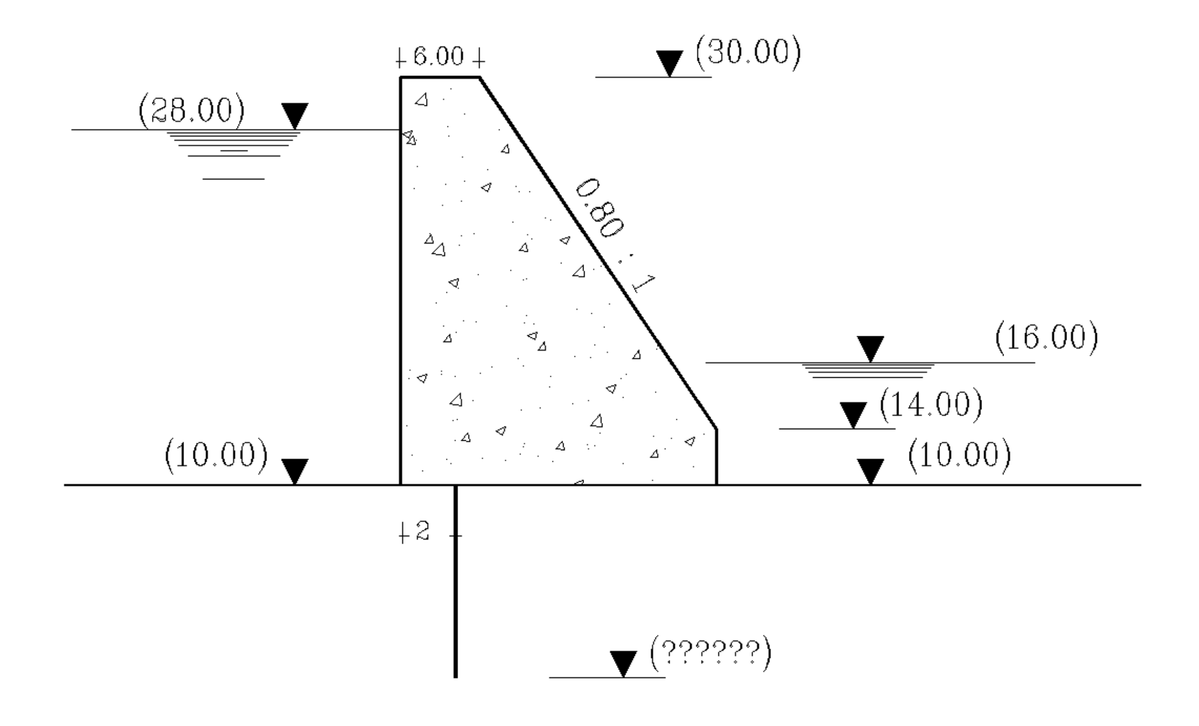
الرسم يبين مسقطاً رأسياً قطاعياً بالجزء المصمت لسد تثاقلى Gravity dam من الخرسانة العادية مزود بقاطع أمامى Cutoff . فإذا علمت أن الانحدار الهيدروليكى الآمن Safe hydraulic gradient تحت جسم السد هو 5/1 .

فالمطلوب :

1- حساب منسوب كعب القاطع Level of cutoff's heel

2- حساب ورسم كلاً من مؤشرى الضغوط البيزمترية وضغوط الرفع "Piezometric & Uplift pressures heads" المؤثرة على قاعدة السد ، متخذاً منسوب المياه بالخلف مستوى للمقارنة.

3- حساب معامل الأمان من الإنزلاق Sliding والإنقلاب Overturning عند قاعدة السد.



الحـــــــــــل

1- Level of cutoff’s heel منسوب كعب القاطع

$H/L < 1/C$

$L_{creep} = C*H = 5*12 = 60 = 18.8 + 2d$ >>>>> $d = 20.6$ m

Level of cutoff's heel = 10 – 20.60 = (-10.60)

2- piezometric head الضغوط البيزومترية

$h_1 = 18+(-6) = 12$ m

$h_2 = 18+(-6)- 2/5 = 11.6$ m

$h_3 = 18+(-6)-(2+20.6)/5 = 3.36$ m

$h_4 = 18 +(-6)-(2+2*20.6+16.8)/5 = 0.00$

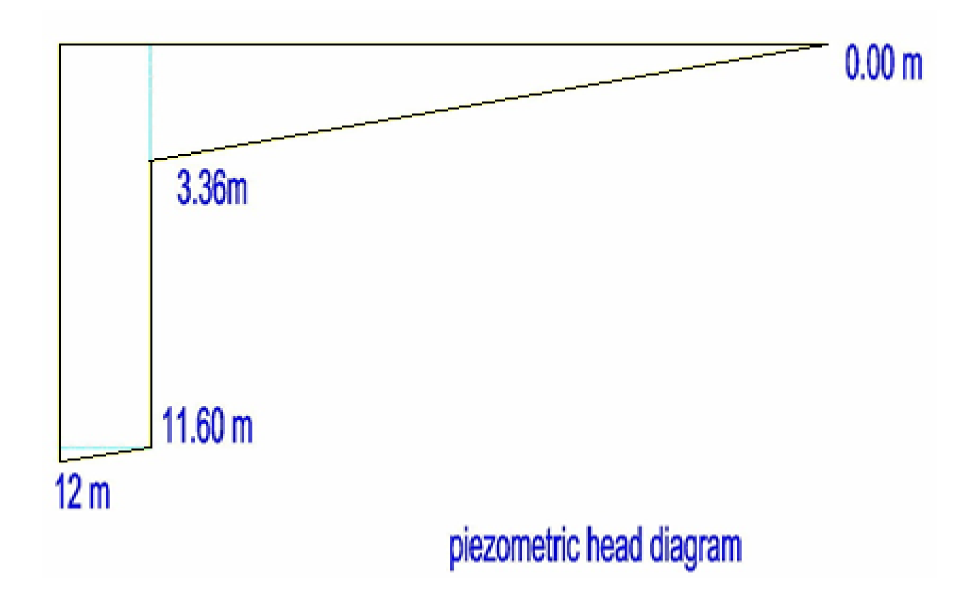
3- Uplift pressures heads ضغوط الرفع

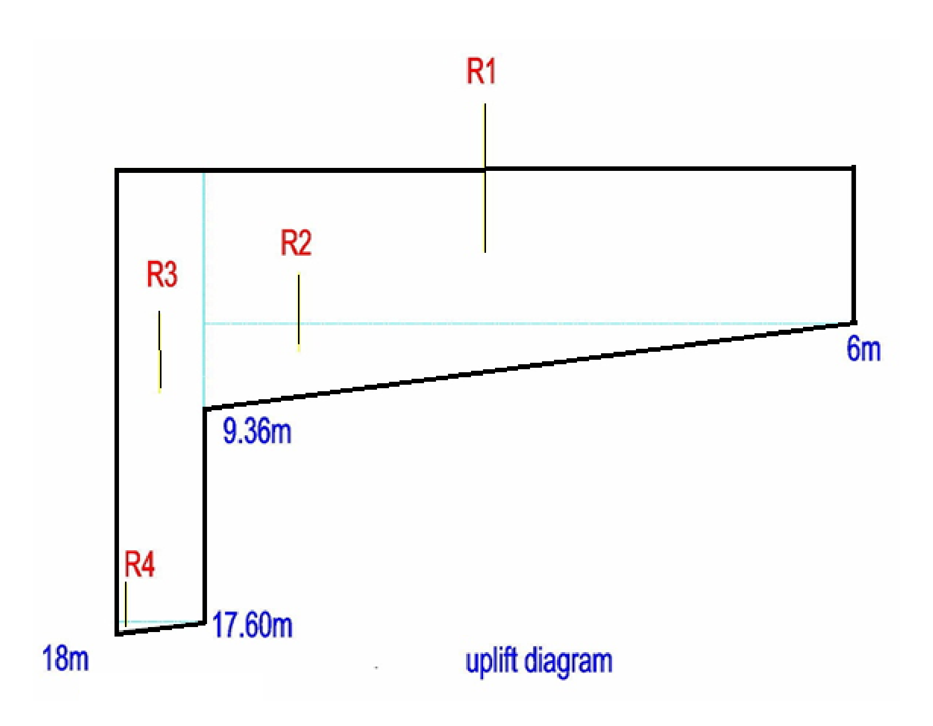
$P_1= 12- (-6) = 18$ m

$P_2= 11.60-(-6) = 17.60$ m

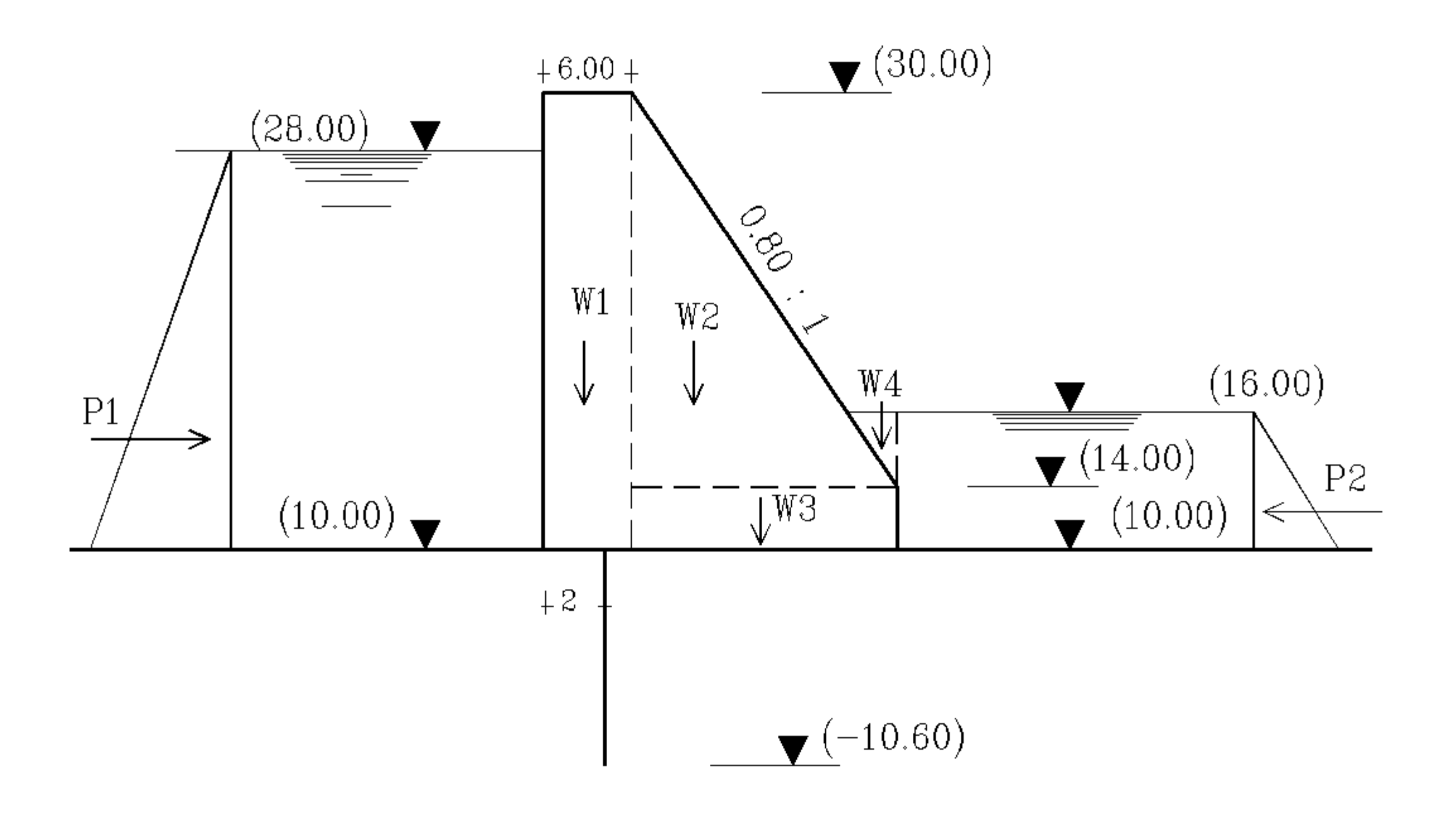
$P_3= 3.36-(-6) = 9.36$ m

$P_4= 0.00-(-6) = 6.00$ m


0.00 m
3.36m
11.60 m
12 m
piezometric head diagram


R1
R2
R3
6m
9.36m
R4
17.60m
18m
uplift diagram

4- Calculation of the Factor of Safety against sliding and Overturning at base of the Dam



-Vertical Loads

W1=6*20*2.20 =264 ton ↓
W2=0.5*12.8*16*2.20 =225.28 ton ↓
W3=12.8*4*2.20 =112.64 ton ↓
W4=0.5*2*1.6*1 =1.60 ton ↓
R1=6*16.80 = 100.80 ton ↑
R2=0.5*16.80*3.36 =28.224 ton ↑
R3=2*17.60 =35.20 ton ↑
R4=0.5*0.40*2 =0.40 ton ↑
$\sum N$ **=438.89 ton** ↓

-Horizontal Forces

P1=0.5*18^2 =162 ton →

P2=0.5*6^2 =18 ton ←

$\sum H$ **=144 ton** →

Factor of safety against sliding الانزلاق

factor of safety = $\frac{\mu \times \sum N}{\sum H} = \frac{0.5 \times 438.89}{144} = \mathbf{1.52} > 1.5$ **>>** **safe**

Factor of safety against overturning

Resistance Moments "M_R"			overturning Moments "M_o"		
Force (ton)	**Arm (m)**	**Moment (t.m)**	**Force (ton)**	**Arm (m)**	**Moment (t.m)**
W1=264	15.80	4171.2	R1=100.80	8.40	846.72
W2=225.28	8.53	1922.38	R2=28.224	11.20	316.11
W3=112.64	6.40	720.90	R3=35.20	17.80	626.56
W4=1.60	0.53	0.85	R4=0.40	18.13	7.25
P2=18	2	36	P1=162	6	972
ΣM_R		**6851.33**	**ΣM_O**		**2768.64**

Factor of safety = $\frac{M_R}{M_O} = \frac{6851.33}{2768.64} = \mathbf{2.47} \gg \ (\mathbf{2-3}) \qquad \boldsymbol{safe}$

مثال 2

بالنسبة لسد تثاقلى:

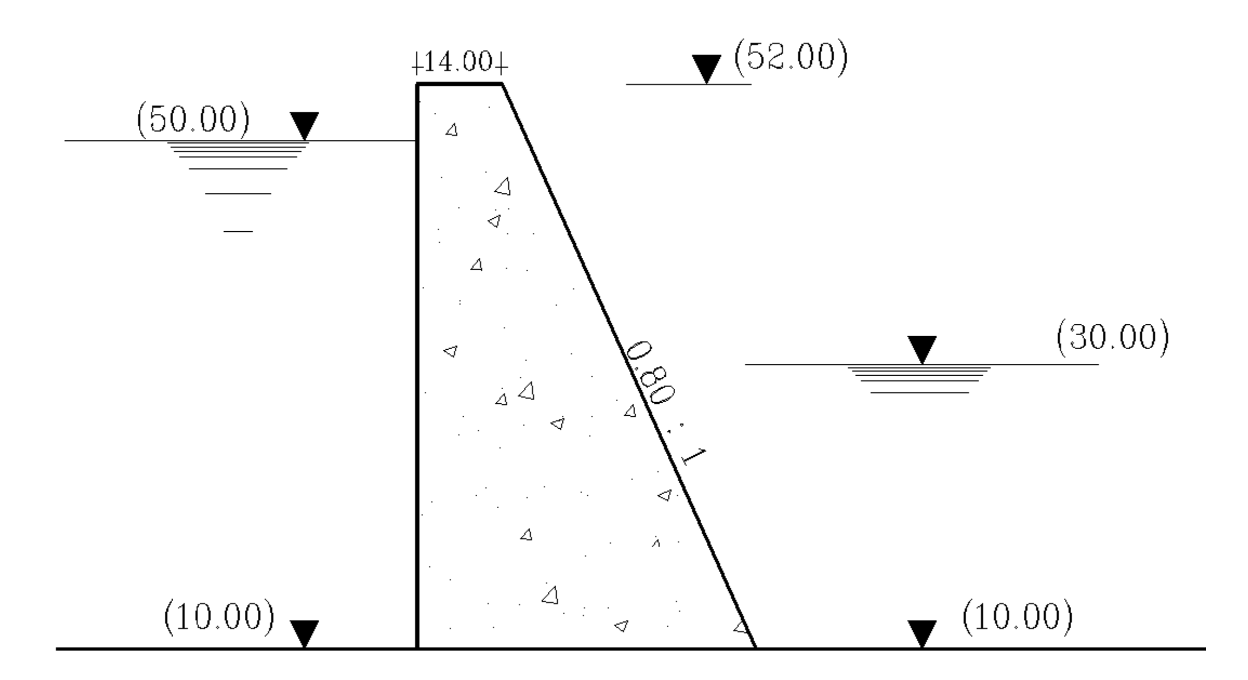
- منسوب القمة (52,00) متراً، وعرضها 14 متراً.
- أقصى منسوب تخزين (50,00) متراً ومنسوب المياه بالخلف (30,00) متراً.
- الوجه الأمامى رأسى والخلفى يميل بنسبة 0,80 أفقياً إلى 1,00 رأسياً.
- السد قد يتعرض لزلزال عجلته 2 م/ث^2 من الأمام إلى الخلف.
- توجد ضغوط على الوجه الأمامى شدتها 5 كجم/ سم^2 ناتجة عن طبقة من الثلوج سمكها 1 متر تغطى سطح البحيرة الامامية.

والمطلوب:

أ- حساب ورسم مؤشر الإجهادات العمودية Normal stress diagram الموجودة عند منسوب (30,00) متر، ومن ثم حساب كل من الإجهادات الرئيسية Principle stresses وإجهادات القص Shear stresses على الوجه الخلفى للسد عند نفس المستوى .

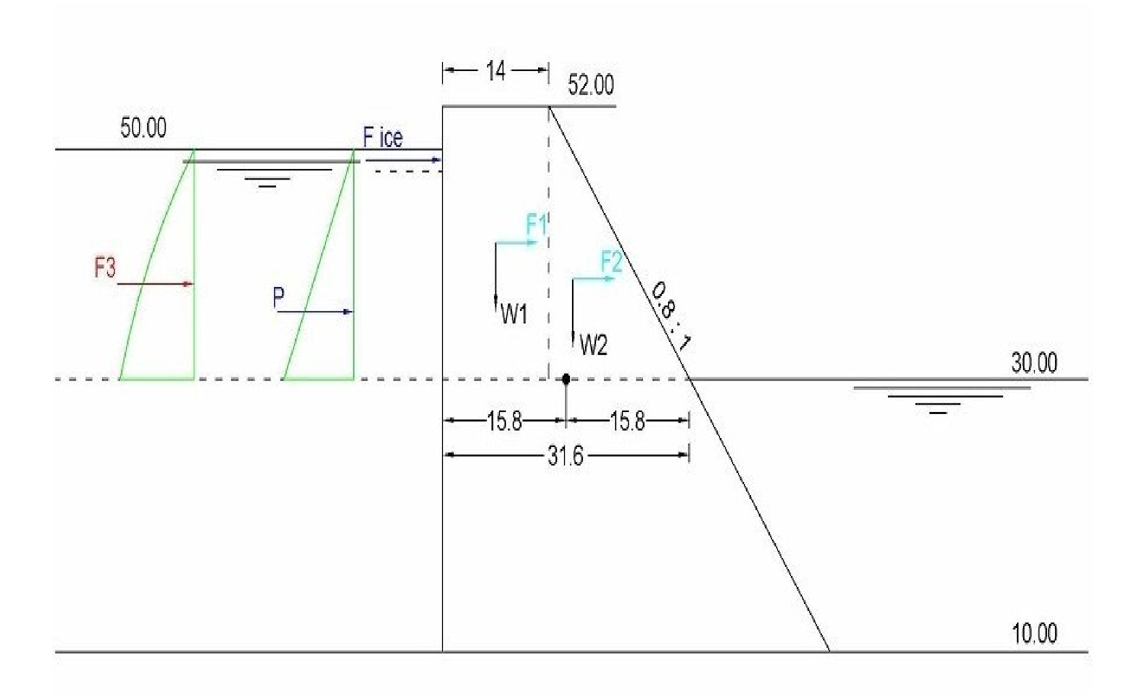
ب- حساب معامل الأمان من الإنقلاب overturning عند منسوب (30,00) متر.

ت- حساب معامل الأمان من الإنزلاق Sliding عند قاعدة السد.



الحـــــــــــل

1-Calculation and Drawing the Stress Diagram at level 30.00 الإجهادات العمودية



-properties of Section

$A = 31.6 \times 1 \qquad = 31.6\ m^2$

$Ix = 1 \times (31.6)^3 / 12 = 2629.54\ m^4$

$Y = 31.6 / 2 \qquad = 15.8\ m$

-Vertical Loads

W_1 = 14x22x2.2 = 677.6 ton ↓

W_2 = 0.5x17.6x22x2.2 = 425.92 ton ↓

N = ∑ W = 1103.52 ton ↓

-Horizontal Forces

$F_1 = 677.6 \times \frac{2}{9.8} \qquad = 138.29$ ton →

F_2 = 425.92 x $\frac{2}{9.8}$ = 86.92 ton →

F_3 = (0.555 x 20^2) x $\frac{2}{9.8}$ = 45.31 ton →

F_{ice} = 50 x 1 x 1 = 50 ton →

P = 0.5 x 20 x 20 = 200 ton →

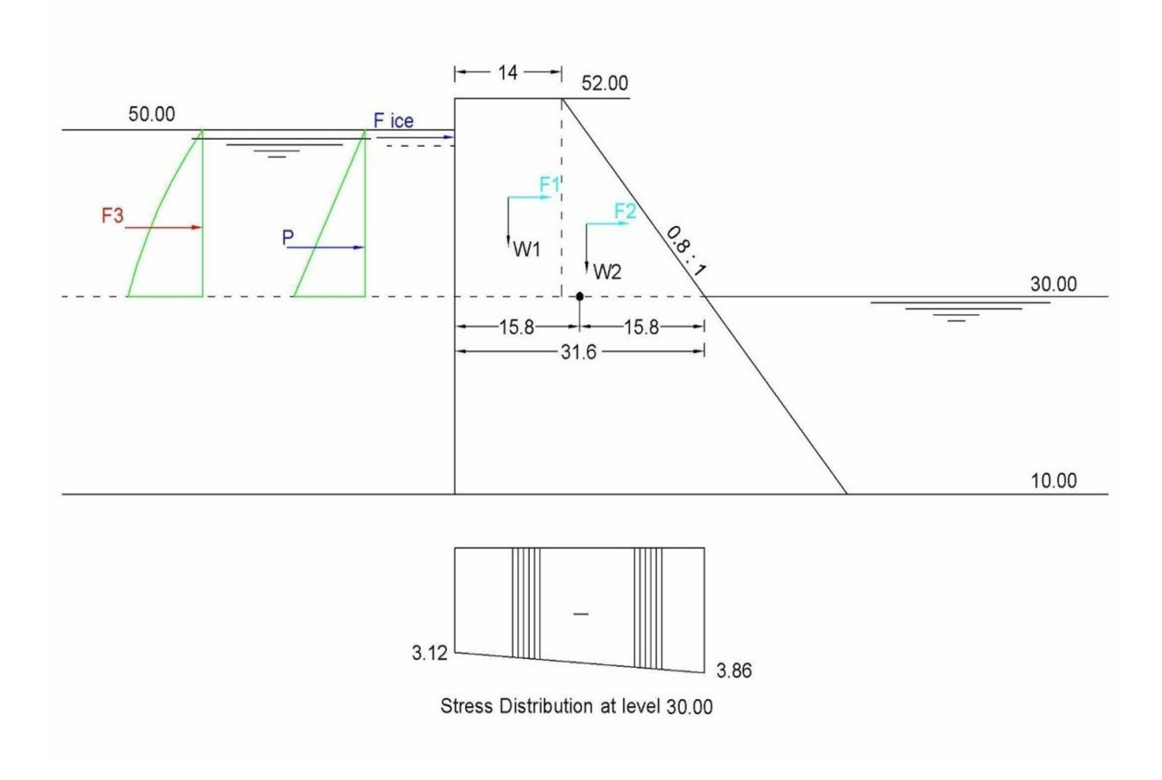
M_x = - 677.6x8.8 + 425.92x4.06 + 138.29x11 + 86.92x7.33 + 45.31x0.42x20 + 200x6.67 + 50x19.5 = 614.2 t.m

e = M_x/N = 614.2/1103.52 = 0.56 m

$$f_{1,2} = \frac{-N}{B*1}(1 \pm \frac{6e}{B})$$

$f_1 = \frac{-1103.52}{31.6*1.0}\left(1 + \frac{6*0.56}{31.60}\right)$ = - 38.6 t/m^2 = - 3.86 kg/cm^2 **o.k. Safe**

$f_2 = \frac{-1103.52}{31.6*1.0}\left(1 - \frac{6*0.56}{31.60}\right)$ = - 31.2 t/m^2 = - 3.12 kg/cm^2 **o.k. Safe**



Stress Distribution at level 30.00

-Principle & Shear Stresses حساب الإجهادات الرئيسية وإجهادات القص

Principle stresses "σ" = -3.86 / $\cos^2$ 38.66 = - 6.33 kg/cm^2

Shear stresses "τ" = -3.86 tan 38.66 = - 3.09 kg/cm^2

2-Calculation of the Factor of Safety against overturning at the same level 30.00

Resistance Moments "M_R"			overturning Moments "M_o"		
Force (ton)	Arm (m)	Moment (t.m)	Force (ton)	Arm (m)	Moment (t.m)
W1=677.6	24.60	16668.96	P=200	6.67	1334
W2=425.92	11.73	4996.04	F1=138.29	11	1521.19
			F2=86.92	7.33	637.12
			F3=45.31	8.40	380.60
			F_{ice}=50	19.50	975
ΣM_R		**21665**	**ΣM_O**		**4847.91**

$$F.S = \frac{M_R}{M_O} = \frac{21665}{4847.91} = \mathbf{4.47}$$ safe but un-economic

3-Calculation of the Factor of Safety against sliding at base of the Dam

-Vertical Loads

W_1 = 14x42x2.2 = 1293.6 ton ↓

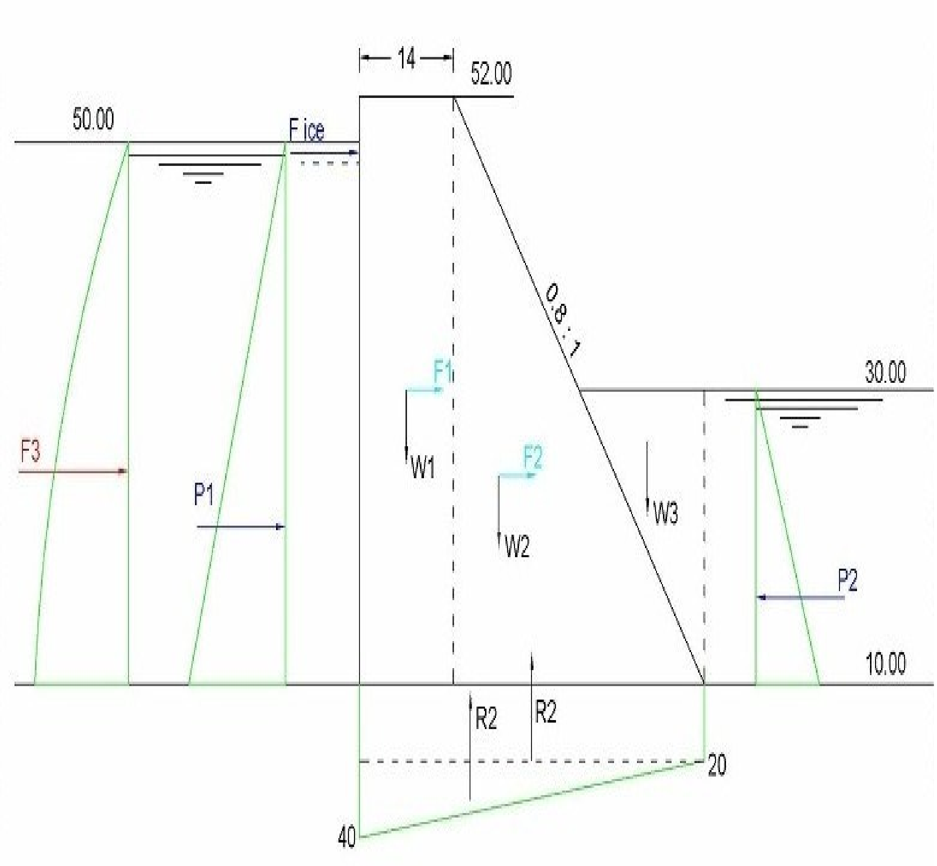
W_2 = 0.5x33.6x42x2.2 = 1552.32 ton ↓

W_3 = 0.5x16x20x1 = 160 ton ↓

R_1 = (0.8x42 + 14) x2 = 952 ton ↑

R_2 = 0.5x47.6x20 = 476 ton ↑

N = 1577.92 ton ↓



-Horizontal For

F_1 = 1293.6 x $\frac{\mathbf{2}}{\mathbf{9.8}}$ = 263.71 ton →

F_2 = 1552.32 x $\frac{\mathbf{2}}{\mathbf{9.8}}$ = 86.92 ton →

F_3 = (0.555 x 40^2) x $\frac{\mathbf{2}}{\mathbf{9.8}}$ = 181.03 ton →

F_{ice} = 50 x 1 x 1 = 50 ton →

P_1 = 0.5 x 40 x 40 = 800 ton →

P_2 = 0.5 x 20 x 20 = 200 ton ←

∑ H = 1411.4 ton

F.S $= \frac{\boldsymbol{\mu}\ \mathbf{x} \sum \mathbf{N}}{\sum \mathbf{H}} = \frac{\mathbf{0.5\ x\ 1577.92}}{\mathbf{1411.4}}$ **=** 0.55 < 1.5

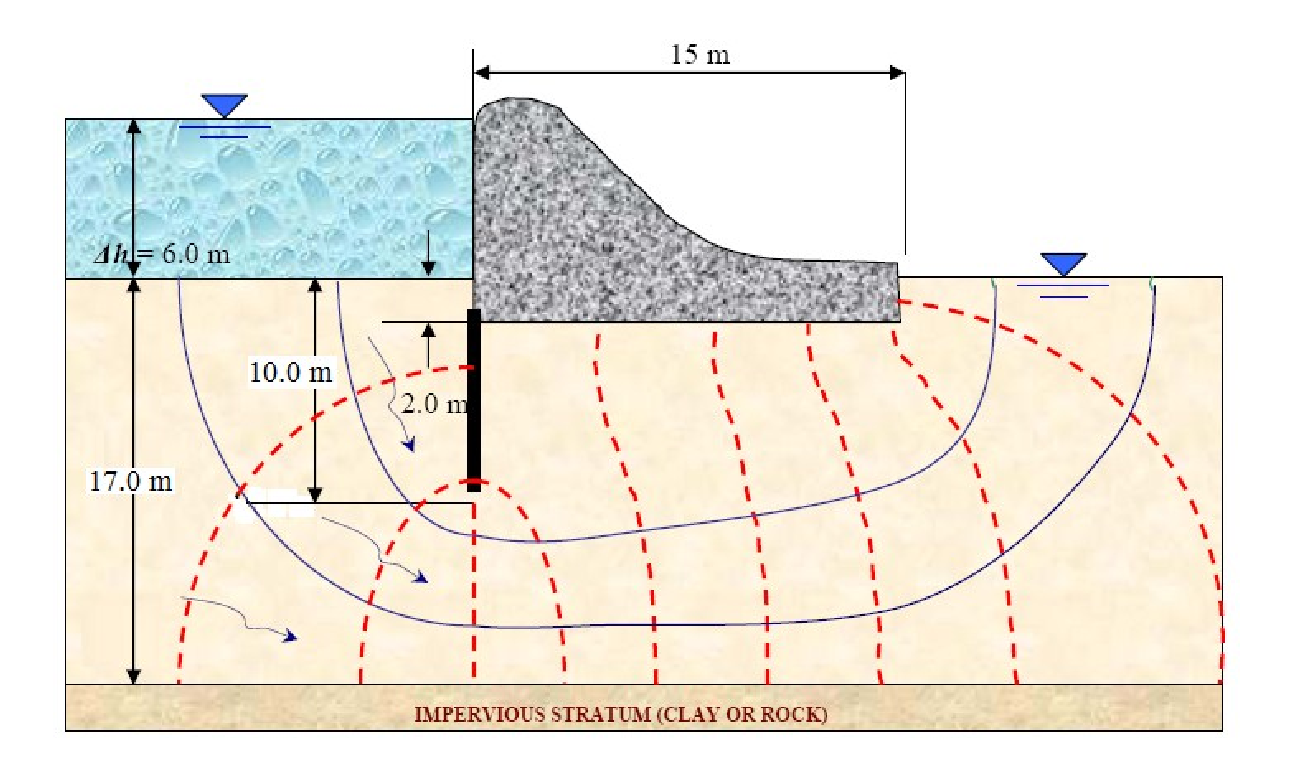
Unsafe … we must increase the base width

مثال 3

الشكل يبن شبكة التدفق لسد تثاقلى مزود بقاطع أمامى A steel sheet-Pile cutoff بهدف تقليل فواقد التسرب Seepage losses أسفل السد . فإذا علمت أن عرض السد 500 متر، ومعامل النفاذية "K = 3.50 x 10^{-4} cm/s" ، **فالمطلوب :**

أ- حساب معدل التسرب Seepage rate أسفل السد بوحدات (لتر/سنة).

ب- هل السد يكون أكثر أماناً اذا استبدل القاطع الأمامى بقاطع خلفى عند قدمة السد.



الحـــــــــــل

(a) Notice that Δh = 6.0 m, the number of flow channels N_f = 3 and the equipotentials N_{eq} = 10.

$$q = k\Delta h\frac{N_f}{N_{eq}} = \left(3.5\times10^{-4}\frac{cm}{\sec}\right)\left(\frac{m}{100\ cm}\right)(6.0\,m)\left(\frac{3}{10}\right) = 6.3\times10^{-6}\ \ m^2/\sec/\ per\ m\ of\ dam\ width$$

Since the dam is 500 meters wide (shore-to-shore) the total flow Q under the dam is,

$$Q = Lq = 500\,m\left[6.3\times10^{-6}\,m^3/\sec\right]\left(\frac{10^3\ liters}{1\ m^3}\right)\left(31.5\times10^6\ \ \frac{\sec}{year}\right) = 100\ \ \frac{million\ liters}{year}$$

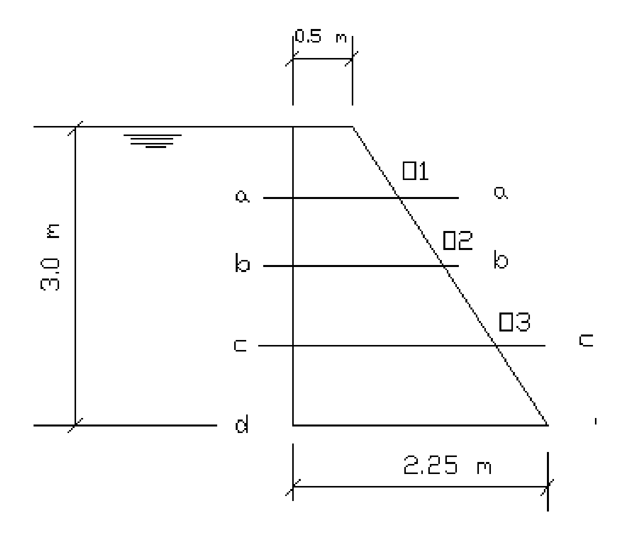
b) No. Placing the cutoff wall at the toe would allow higher uplift hydrostatic pressures to develop beneath the dam, thereby decreasing the dam's stability against sliding toward the right (down-stream).

مثال 4

الشكل يبن قطاعاً فى أحد السدود التثاقلية الصغيرة المستخدمة فى الحماية من أخطار السيول، فإذا علمت أن ارتفاع السد 3 متر وعرض القمة 0.50 متر. **فالمطلوب :**

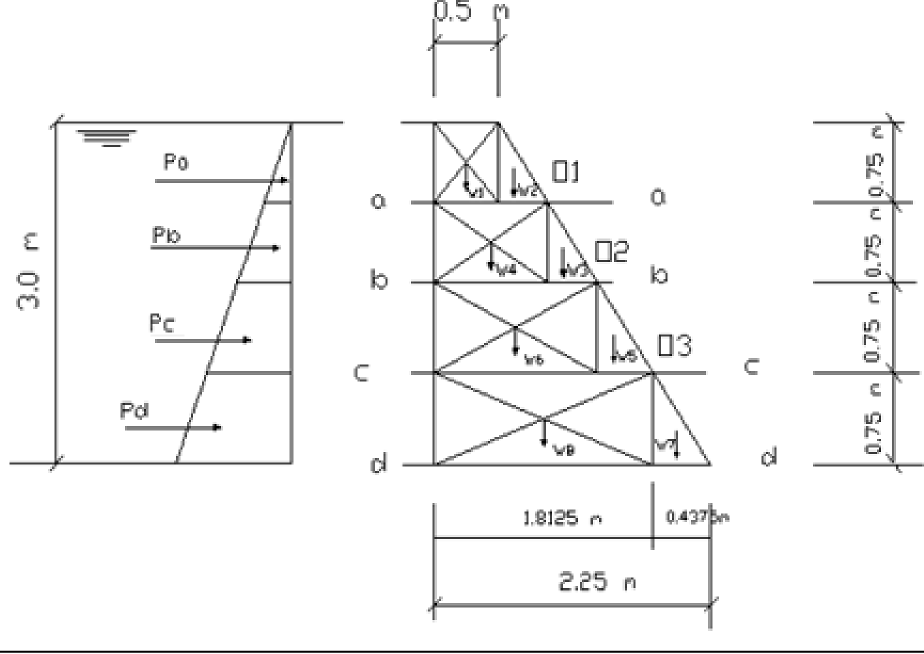
أ- التحقق من قيم الإجهادات عند القطاعات المختلفة المبينة بالشكل.

ب- رسم خط الضغط Thrust line خلال جسم السد.



الحــــــــــل

The dam profile is divided into four sections a-a , b-b, c-c, and d-d as shown in the figure



Vertical forces:

Consider 1.0 m width

W1 = 0.5*0.75*2.2 = .825 t.

W2 = 0.5*0.75*0.4375 * 2.2 = 0.361 t.

W3 = W5 =W7 =W2 = 0.361 t.

W4 = 0.9375*0.75*2.2 = 1.55 t.

W6= 1.375*0.75*2.2 = 2.269 t.

W8 = 1.8125 *.75 * 2.2 = 2.991 t.

At section a-a :

Pa = 0.5 *0.75 *0.75 = 0.281 t.

N = W1 + W2

= 0.825 + 0.361 = 1.186t.

$$\sum_{01} = 0.361 * 0.292 + 0.825 * 0.688 - 0.281 * 0.25 = 0.602 \text{ t.m}$$

$$X = \frac{0.602}{1.186} = 0.508 \text{ m}$$

$$e = 0.508 - \frac{0.938}{2} = 0.039 \text{ m}$$

$$f1,2 = \frac{-N}{B * 1}(1 \pm \frac{6e}{B})$$

$$f1,2 = \frac{-1.186}{0.938}(1 \pm \frac{6 * 0.039}{0.938})$$

f 1 = -1.58 t/m^2 f 2 = -0.95 t/m2

At section b-b :

Pb = 0.5 *1.5 *1.5 = 1.125 t.

N = W1 + W2 + W3 + W4

= 0.825 + 0.361 + 0.361 + 1.55 = 3.097 t.

$$\sum_{02} = 0.825 * 1.125 + 0.361 * 0.7292 + 0.361 * \ 0.292 + 1.55 * 0.906 - \ 1.125 * .5 = 2.138 \text{ t.m}$$

X= $\frac{2.138}{3.097} = 0.69 \text{ m}$

$e = 0.0.69 - \dfrac{1.375}{2} = 0.0025 \text{ m}$

$f1,2 = \dfrac{-N}{B * 1}(1 \pm \dfrac{6e}{B})$

$f1,2 = \dfrac{-3.097}{1 * 1.375}[1 \pm \dfrac{6 * 0.0025}{1.375}]$

f 1 = -2.277 t/m^2 f 2 = -2.227 t/m^2

At section c - c :

Pc = 0.5 *2.25 *2.25 = 2.531 t.

N = W1 + W2 + W3 + W4+ W5 + W6

= 0.825 + 0.361 + 0.361 + 1.55 + 0.36+2.269 = 5.724 t.

$$\sum_{03} = 0.825 * 1.5625 + 0.36 * 1.167 + 1.55 * 1.344 + 0.361 * 0.729 + 0.361 * 0.292 + 2.269 * 1.125 - 2.531 * 0.75 = 4.812 \text{t.m}$$

$X = \dfrac{4.812}{5.724} = 0.841 \text{ m}$

$e = \dfrac{1.813}{2} - 0.841 = 0.066 \text{ m}$

$f1,2 = \dfrac{-N}{B * 1}(1 \pm \dfrac{6e}{B})$

$f1,2 = \dfrac{-5.724}{1.813 * 1.0}(1 \pm \dfrac{6 * 0.066}{1.813})$

f 1 = -3.847 t/m^2 f 2 = -2.468 t/m^2

At section d-d :

Pd= 0.5 *3 *3 = 4.5 t.

N = W1 + W2 + W3 + W4+ W5 + W6 +W7 + W8

= 0.825 + 0.361 + 0.361 + 1.55 + 0.36+2.269 + 0.361 + 2.991 = 9.076 t.

$$\sum_{04} = 0.825 * 2.0 + 0.36 * 1.604 + 0.361 * 1.167 + 1.55 * 1.781 + 0.361 * 0.729 + 2.269 * 1.547 + 0.361 * 0.292 + 2.991 * 1.334 - 4.5 * 1 = 8.84 \text{ t.m}$$

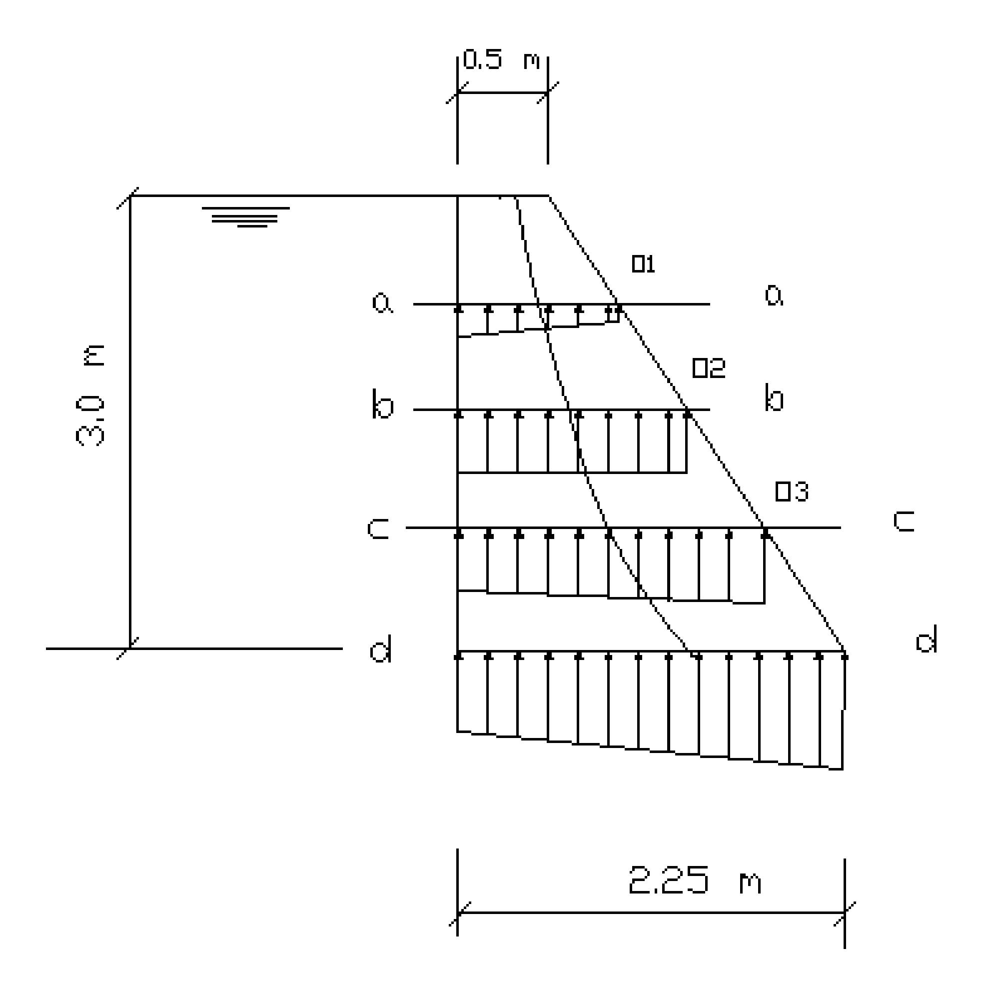
$$X = \frac{8.84}{9.076} = 0.974 \text{ m}$$

$$e = \frac{2.25}{2} - 0.974 = 0.151 \text{ m}$$

$$f1,2 = \frac{-N}{B * 1}(1 \pm \frac{6e}{B})$$

$$f1,2 = \frac{-9.076}{2.25 * 1.0}(1 \pm \frac{6 * 0.151}{2.25})$$

f 1 = -5.658 t/m^2 f 2 = -2.410 t/m^2


0.5 m
3.0 m
a
a
b
b
c
c
d
d
2.25 m

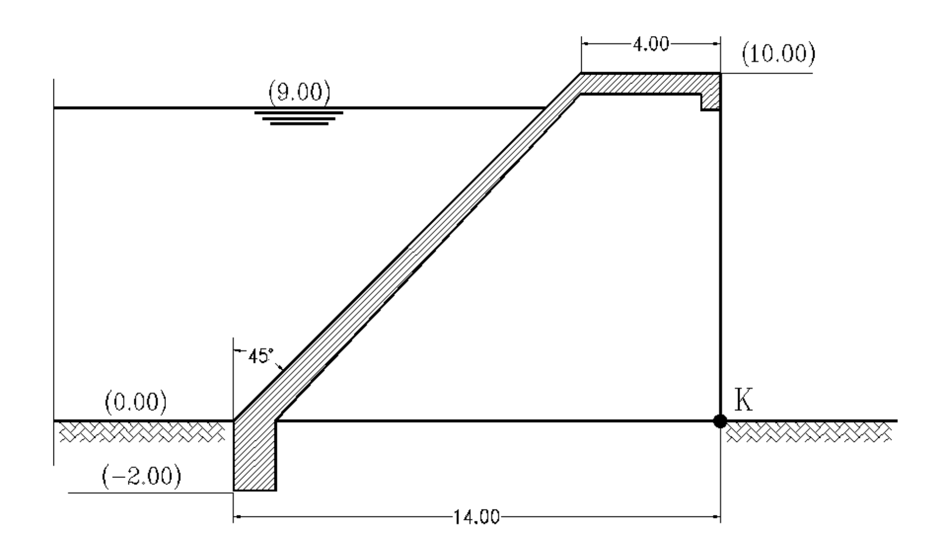
- **السدود الدعائمية Buttresses Dams**

مثال 5

الشكل يبن سداً دعائمياً Buttress dam من الخرسانة المسلحة، فإذا علمت أن الخلف جاف، وتباعد الدعائم 4 أمتار وسمك كل منها 1 متر، البلاطة الأمامية متصلة اتصالاً مرناً بالدعائم Flexible connection وسمكها يتغير من منسوب القاعدة حتى القمة من 1.2 إلى 0.60 متراً على التوالى، وسمك بلاطة الطريق 0.40 متر، والدعائم ترتكز على أساسات منفصلة كما هو موضح بالرسم ، **فالمطلوب :**

ت- أرسم قطاعاً عرضياً للسد بمقياس رسم مناسب .

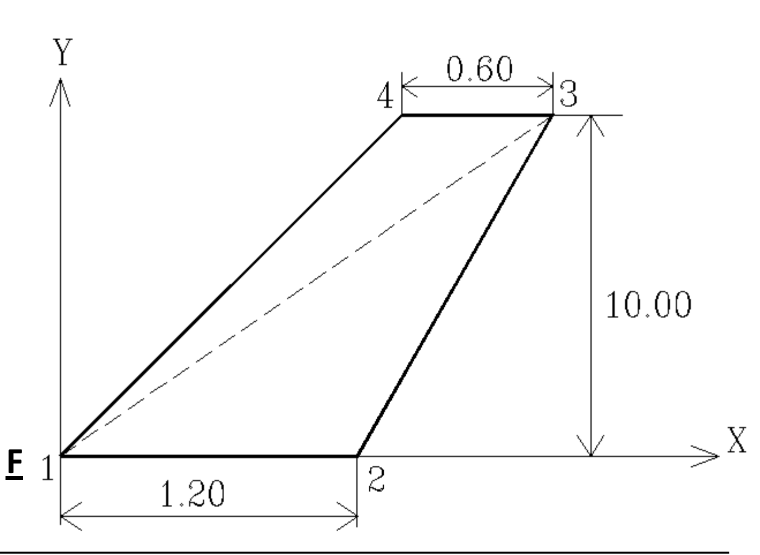
ث- حساب معامل الأمان من الانقلاب لقطاع السد.



الحـــــــــل

Determination of C.G of the slab:

	1	2	3	4
X	0.00	1.20	10.60	10.00
Y	0.00	0.00	10.00	10.00



$x_1 = \frac{x1+x2+x3}{3} = \frac{0+1.20+10.60}{3}$ = 3.93 m

$Y_1 = \frac{y1+y2+y3}{3} = \frac{0+0+10}{3}$ = 3.33 m

<u>For Δ (1,3,4)</u>

$x_2 = \frac{x1+x3+x4}{3} = \frac{0+10.60+10.00}{3}$ = 6.87 m

$Y_2 = \frac{y1+y2+y3}{3} = \frac{0+10+10}{3}$ = 6.67 m

$x^- = \frac{x1*A1+x2*A2}{\Sigma A}$

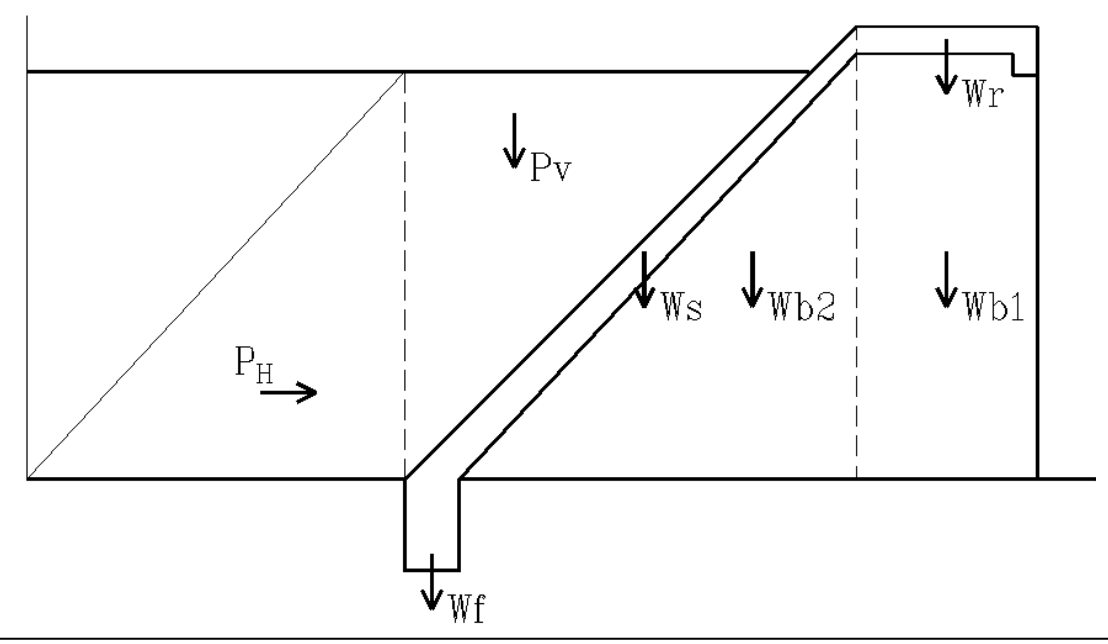
$Y^- = \frac{y1*A1+y2*A2}{\Sigma A}$

A_1= 0.5*1.20*10 = 6.00 m^2 A_2= 0.5*0.60*10 = 3.00 m^2

$x^- = \frac{3.93*6.00+6.87*3.00}{9.00}$ = 4.91 m

$Y^- = \frac{3.33*6.00+6.67*3.00}{9.00}$ = 4.44 m

<u>Loads Calculations:</u>



Vertical loads:

$Wr = 4 \times 0.40 \times 4 \times 2.50 = 16$ ton

$Ws = 9 \times 4 \times 2.50 = 90$ ton

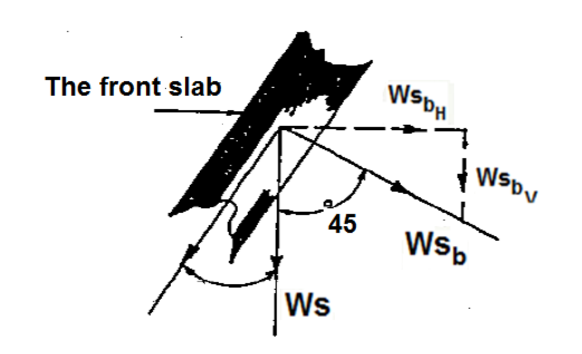
$Ws_{bv} = 90 \times \cos 45 \times \cos 45 = 45$ ton

$Wb1 = 4 \times 10 \times 1 \times 2.5 = 100$ ton

$Wb2 = 0.50 \times 10 \times 10 \times 1 \times 2.5 = 125$ ton

$Wf = 2 \times 1.2 \times 4 \times 2.50 = 24$ ton

$Pv = 0.5 \times 9 \times 9 \times 4 \times 1 = 162$ ton



Horizontal Loads:

$PH = 0.5 \times 9 \times 9 \times 4 \times 1 = 162$ ton

$Ws_{bH} = 90 \times \cos 45 \times \sin 45 = 45$ ton

Factor of Safety against Overturning

Resistance Moments "M_R"			overturning Moments "M_o"		
Force (ton)	Arm (m)	Moment (t.m)	Force (ton)	Arm (m)	Moment (t.m)
Wr=16	2	32	PH=162	3	486
Ws_{bv} =45	9.09	409.05	Ws_{bH} =45	4.44	199.80
Wb1=100	2	200			
Wb2=125	7.33	916.25			
Wf=24	13.4	321.60			
Pv=162	11	1782			
ΣM_R		**3660.9**	ΣM_O		**685.80**

F.S (overturning) $= 3660.90 \div 685.80 = 5.34 > 2$ Very safe

- السدود الترابية Earth Dams

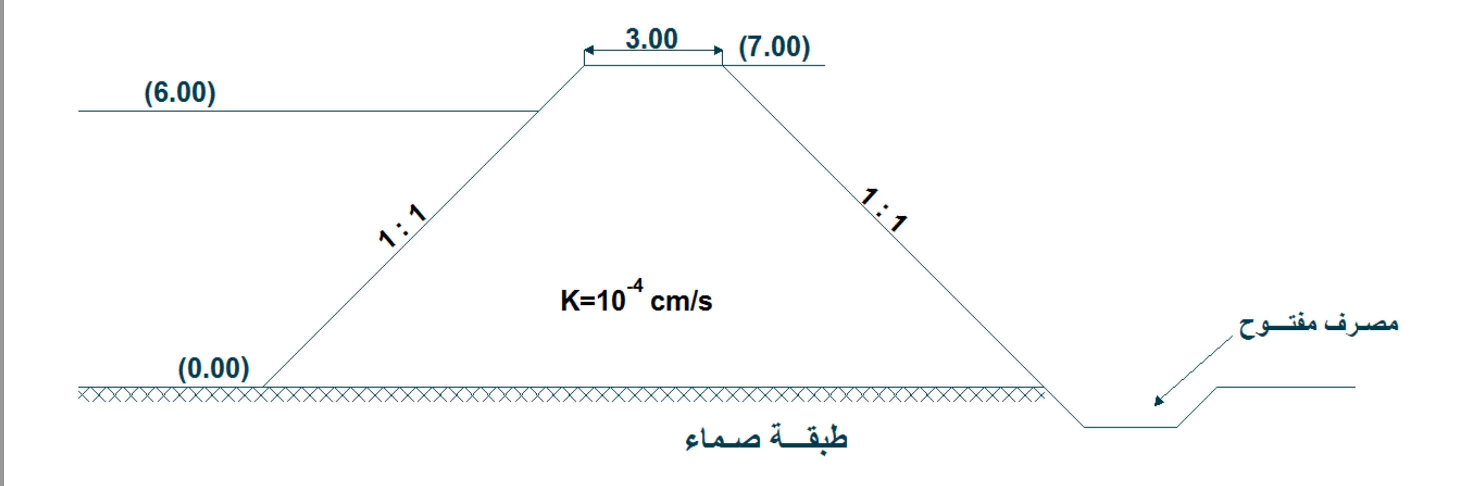
مثال 6

الشكل يبين مسقطاً رأسياً قطاعياً لسد ترابى Earth dam متجانس يرتكز على طبقة صماء والمطلوب:-

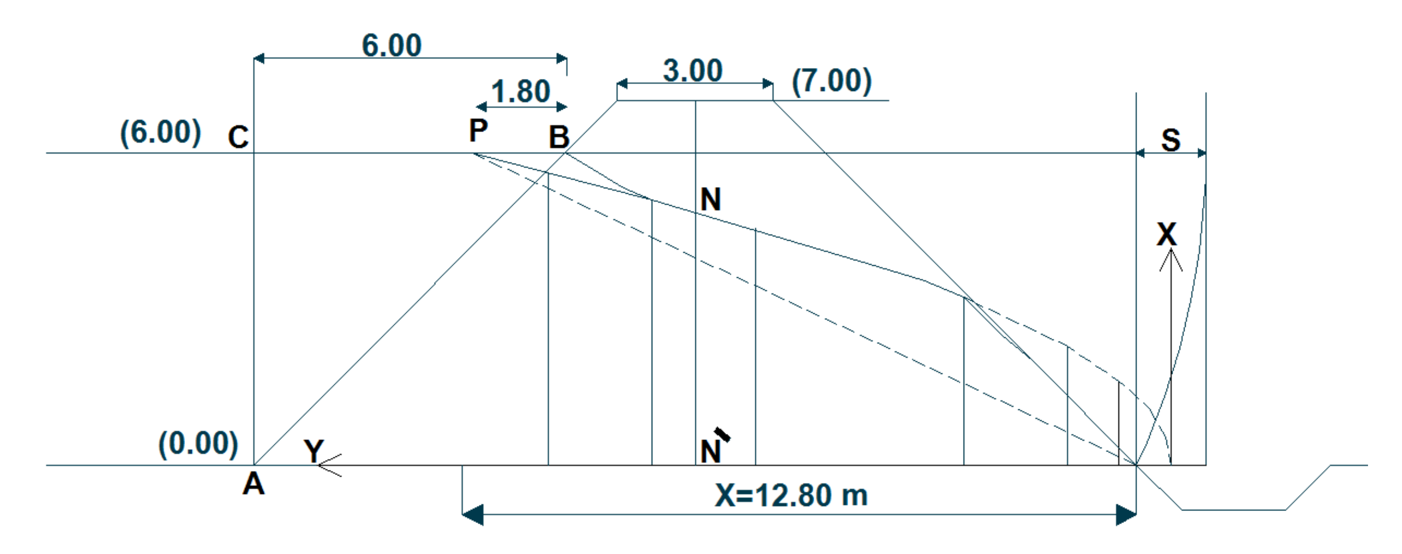
أ- حساب ورسم خط الرشح Seepage line ما بين نقطة المدخل الحقيقية وأعلا المصرف الخارجى.

ب- حساب معدل التدفق Flow rate بالمصرف المفتوح عند نهايته إذا علمت أن طول السد 2 كم.

ج - باتخاذ منسوب (0.00) مستوى المقارنة ، إحسب قيمة الضاغط البيزومترى وضاغط الرفع عند كل من النقطتين (N) التى تقع على خط الرشح متسامتة مع منتصف قمة السد و (N^-) التى تقع فى منتصف القاعدة أى متسامتة مع النقطة (N).







X =7+3+1+1.80=12.80m

BP =0.3BC =0.30 × 6 =1.80m

$L = ((X)^2 + (H)^2)^{0.5} - ((X)^2 - (H^2 \text{ Coth } \theta))^{0.5}$

$L = ((12.8)^2 + (6)^2)^{0.5} - ((12.8)^2 - (6^2 \times 1)^2)^{0.5} = 2.83 \text{ m}$ (طول المصرف الخارجى)

S =1.30m (من الرسم)

$Y^2 = 4(S/2).\ X$

X	1	2	4	8	10	12
Y	1.61	2.28	3.22	4.56	5.10	5.59

$q = K \,.\, L.\ \sin^2\theta$

$K = 10^{-4}/100 = 10^{-6}$ m/s Y =2.83 m $\sin\theta = 1/1.414$

$q = 10^{-6} \times 2.83 \times (1/1.414)^2 = 1.415 \times 10^{-6}\ m^3/s/m^-$

$Q = 1.415 \times 10^{-6} \times 2000 = 2.83 \times 10^{-3}\ m^3/s$

At point (N):-

$P_N = P/\gamma + h = 0.0 + 5 = 5.0m$

$U_N = P/\gamma = 0.0$

At point (N^-):-

$P_N^- = P/\gamma + h = 5 + 0.0 = 5.0\ m$

$U_N^- = P/\gamma = 5.0\ m$

مثال 7

بالنسبة لسد ترابى يرتكز على طبقة صماء فإذا علمت أن:-

- عرض القمة = 3.00 m
- الميول الجانبية بالأمام والخلف 1.5:1
- الضاغط الذى يجابهه السد 4.00 m بمسافة حرة 1.00 m
- معامل النفاذية = $10^{-4}\ m/s^2$

والمطلوب:-

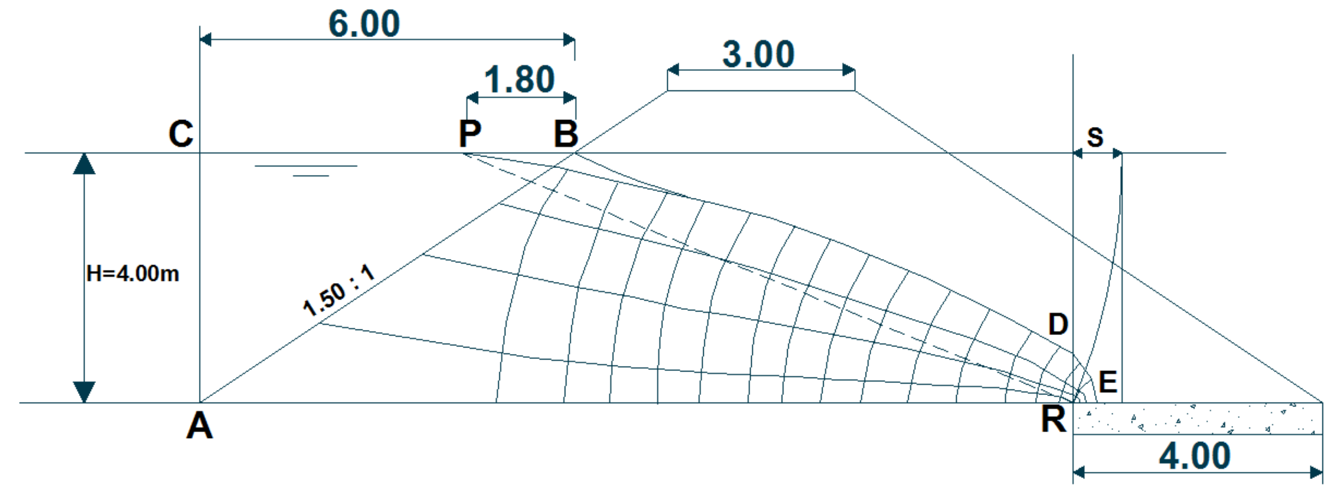
رسم شبكة التدفق بمقياس 1:100 وحساب معدل التدفق بالمتر المكعب فى الثانية لوحدة من طول السد وذلك لكل من الحالتين:

أ- وجود صرف تحتى يمتد 4.00 m أمام القدمة.

ب- خط الرشح ينتهى عند الميل الخلفى مباشرة.

الحـــــــــــل

الحالة الأولى:-



From drawing:-

S = 0.80 m

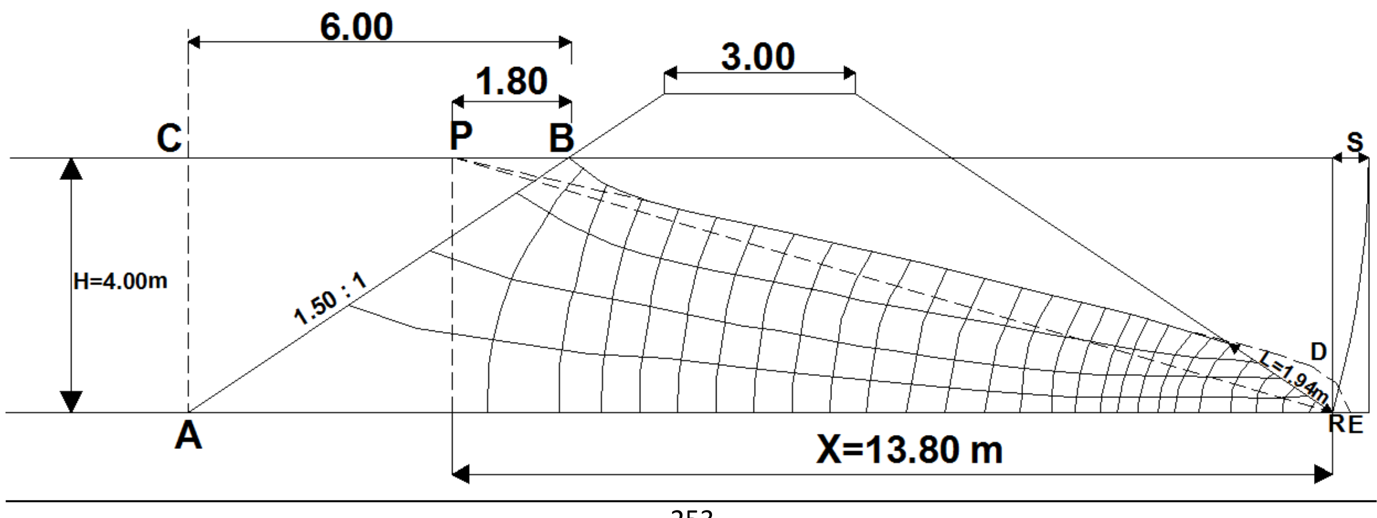
q= K . S = $10^{-4} \times 0.8 = 8\times10^{-5}$ $m^3/s/m$

From flow net:-

H = 4.00 m $\quad$ N_f = 4.00 $\quad$ N_d = 16.00

q= K .H. $N_f/N_d = 10^{-4} \times 4 \times 4/16 = 10^{-4}$ $m^3/s/m$

الحالة الثانية:-



From drawing:-

$L = ((X)^2 + (H)^2)^{0.5} - ((X)^2 - (H^2 \text{ Coth } \theta))^{0.5}$

$X = 13.80$ m $\quad$ $H = 4.0$m $\quad$ $\theta = \tan^{-1}(1/1.50) = 33.69^0 = 34.0^0$

$L = ((13.8)^2 + (4)^2)^{0.5} - ((13.8)^2 - (4^2 \times 1.50^2))^{0.5} = 1.94$m

$q = K \cdot L \cdot \sin^2\theta$

$K = 10^{-4}$m/s^2 $\quad$ $Y = 1.94$m

$q = 10^{-4} \times 1.94 \times (\sin 34)^2 = 6.06 \times 10^{-5}$ m^3/s/m

From flow net:-

$H = 4.00$m $\quad$ $N_f = 4.00$ $\quad$ $N_d = 27.00$

$q = K \cdot H \cdot N_f/N_d = 10^{-4} \times 4 \times 4/27 = 5.93 \times 10^{-5}$ m^3/s/m

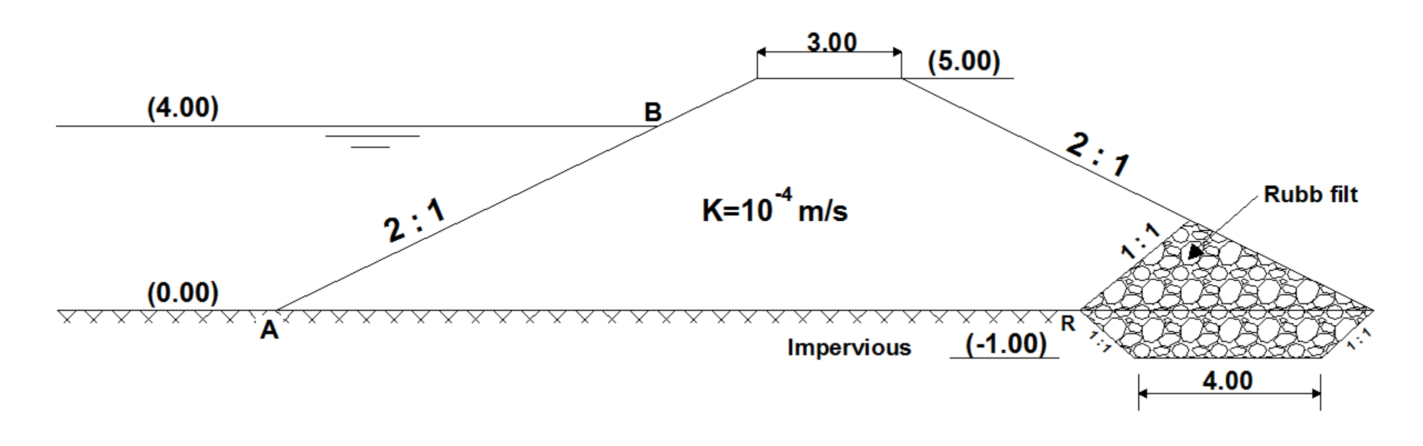
---

مثال 8

بالنسبة للسد الترابى Earth dam المبين بالشكل ، مطلوب رسم شبكة التدفق Flow net خلال جسم السد ومن ثم حساب معدل التدفق Flow rate خلال جسم السد إذا علمت أن طول المصرف 100 m، وذلك فى الحالتين:

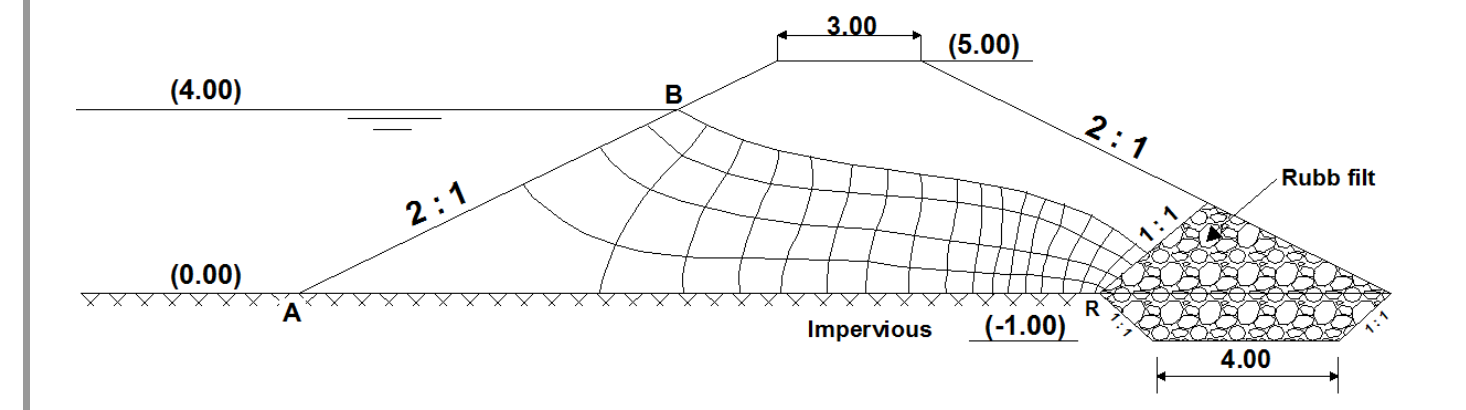
أ- ارتكاز السد على طبقة صماء عند منسوب (0.00) متر

ب- ارتكاز السد على طبقة منفذة بعمق 7.00 متر تليها طبقة صماء .



الحـــــــــل

الحالة الأولى:-



$H = 4.00$

$N_f = 4$

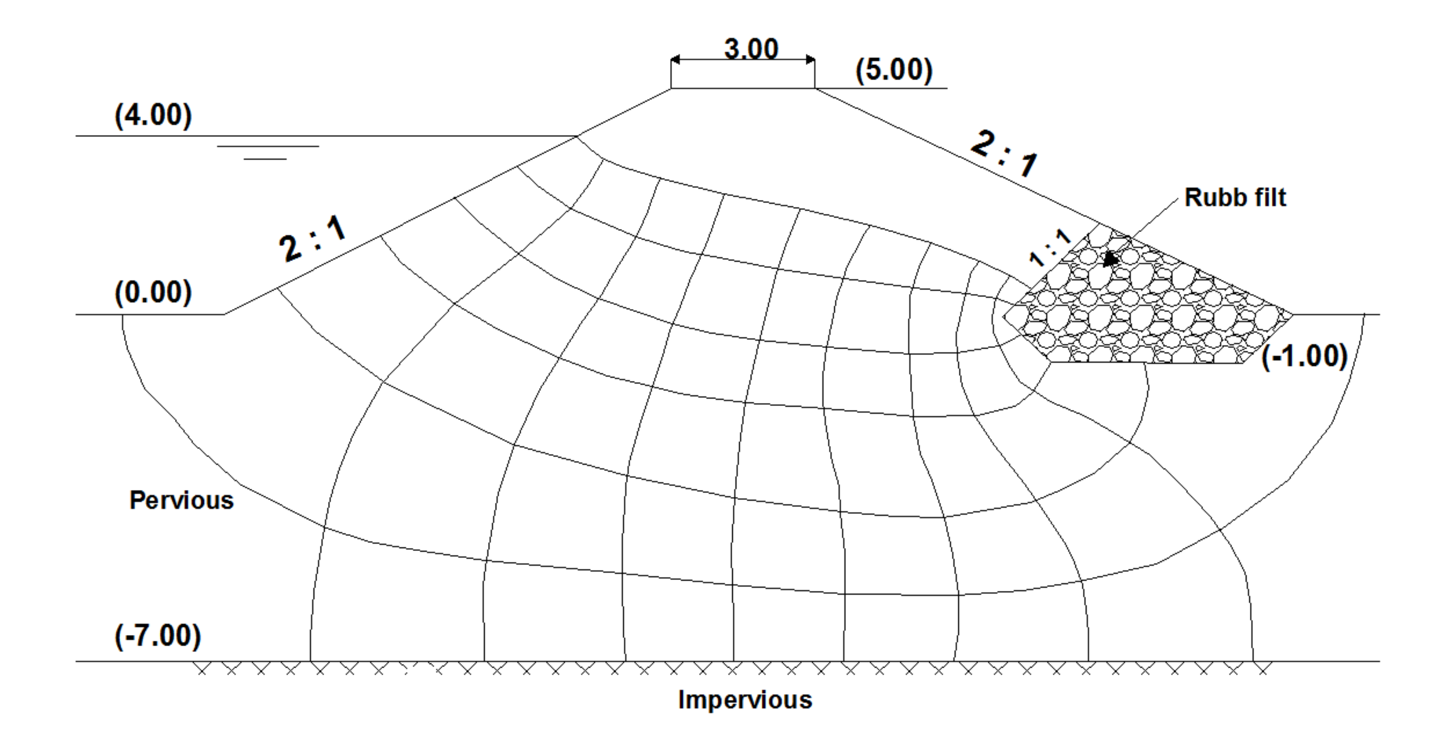
$N_d = 17$

$K = 10^{-4}$ m/s

$q = K.H.N_f/N_d = 10^{-4} \times 4 \times 4/17 = 9.41\times10^{-5}$ $m^3/s/m$

$Q = 9.41\times10^{-5} \times 100 = 0.00941$ $m^3/s = 9.41$ Lit/s

الحالة الثانية:-



$H = 4.00$

$N_f = 6$

$N_d = 9$

$K = 10^{-4}$ m/s

$q = K \cdot H \cdot N_f/N_d = 10^{-4} \times 4 \times 6/9 = 2.67\times10^{-4}$ m³/s/m

$Q = 2.67\times10^{-4} \times 100 = 0.0267$ m³/s = 26.70 Lit/s

ثالثاً: القناطر Regulators

مثال 1

مطلوب إجراء الحسابات الهيدروليكية الكاملة A complete hydraulic design لقنطرة تحكم Control regulator على إحدى القنوات الرئيسية ، إذا عُلم أن:

- أقصى قيمة مسموح بها للارتداد Heading up هى 10 سم.
- عرض الفتحة الواحدة من القنطرة = 6 م.
- أقصى وأدنى تصرف هو 70 ، 55 م^3/ث، على الترتيب.
- بيانات القناة معطاه فى الجدول التالى:

Bed		Water		Berm		Bank		Side slope
Level	Width (m)	H.W.L	L.W.L	Level	Width (m)	Level	Width (m)	
16.00	21.00	19.70	19.40	20.20	4.00	21.20	10.00	2 : 1

الحــــــــــل

$Q_{max} = 70\ m^3/sec, \quad Q_{min} = 55\ m^3/sec$

For maximum discharge of the down stream canal of regulator

$A_c = (21+2*3.7)\ 3.70 = 105.08\ m^2$

$V_c = 70 / 105.08 = 0.67\ m/sec$

Assume $V_v = 1.20\ m/sec$

$A_v = 70/1.20 = 58.33\ m^2$

$= n * s * d$

S= 6.0 m given

$$n = \frac{58.33}{6*3.7} = 2.62$$ Take n=3

Then, actual area of vents

$a_v = 3*6*3.70 = 66.6\ m^2$

$V_v = 70/66.60 = 1.05\ m/sec < 1.50\ m/sec$

i- check of Geometry

(3*6+ 2*1.5)=21.0m = 21m (width of canal)

ii- check of contraction

$$\propto = \frac{105.08 - 66.6}{105.08} = 36.6\% \quad \angle \; 45\%$$

iii- Check of heading -up

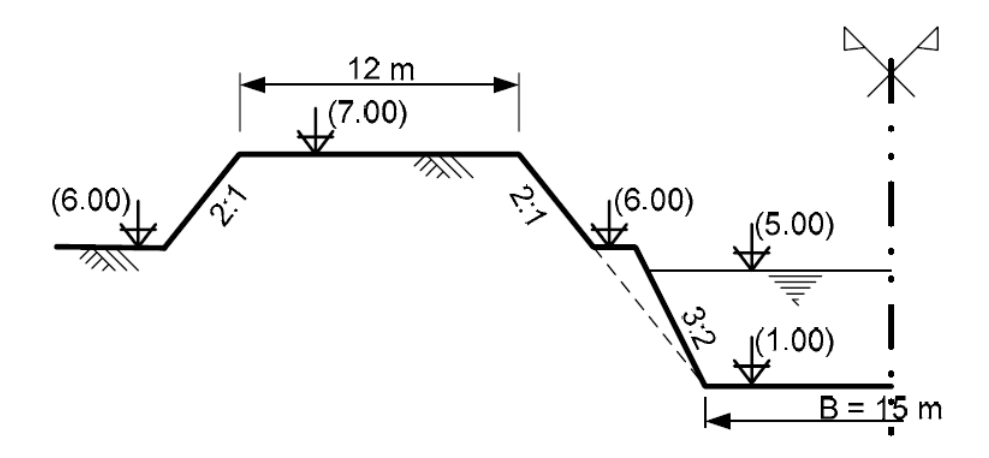
$$h_u = \frac{V_c^2}{2gc^2}\left[\left(\frac{A_c}{a_v}\right)^2 - 1\right]$$

$$= \frac{0.67^2}{2g(0.92)^2}\left[\left(\frac{105.08}{66.60}\right)^2 - 1\right]$$

$$= 4.0\text{cm} < 10\text{cm}$$

مثال 2

يُراد عمل قنطرة على إحدى القنوات الرئيسية Main regulator المبين قطاعها فى الشكل ، فإذا علمت أن أقصى تصرف يمر بالقناة هو 45 م^3/ث. فالمطلوب إجراء الحسابات الهيدروليكية الكاملة للقنطرة، مع رسم قطاع عرضى للقنطرة.





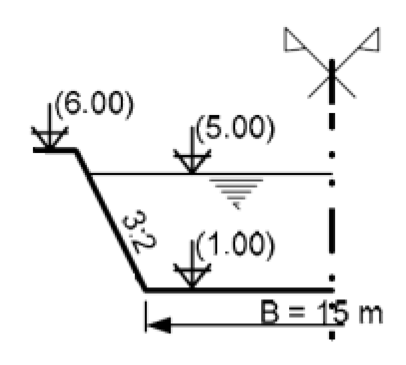
Hydraulic design:

$A_c = 4 * (15 + (1.5 * 4)) = 84\ m^2$

$v_c = \frac{45}{84} = 0.536\ m/sec$

$v_v = (2 - 3)v_c = 1.07 - 1.50 = 1.2\ m/sec$

$A_v = \frac{Q}{v_v} = \frac{45}{1.2} = 37.50\ m^2$



$37.50 = n * s * H = 1 * s * 4$

$s = 9.375\ m. take\ n = 2 \qquad n * s = 2 * 4.50$

1- Check of velocity

$v = \frac{37.50}{2*4.50*4} = 1.04\ m/\sec < 1.5 \qquad (o.k)$

2- Heading up

$$H_{up} = \frac{v_c 2}{2gc} * \{(\frac{A}{a})^2 - 1\}$$

$$= \frac{0.536^2}{2*9.8*0.92^2} * \left\{\left(\frac{84}{2*4.5*4}\right)^2 - 1\right\} = 0.07\ m. \qquad \text{ok.}$$

3- Check of geometry

L_t=2*4.50 + 1*1.25=10.25 m. < 15 m. (ok.)

4- Check of contraction

$$\frac{84 - 2 * 4.5 * 4}{84} = 0.57 > 0.45$$

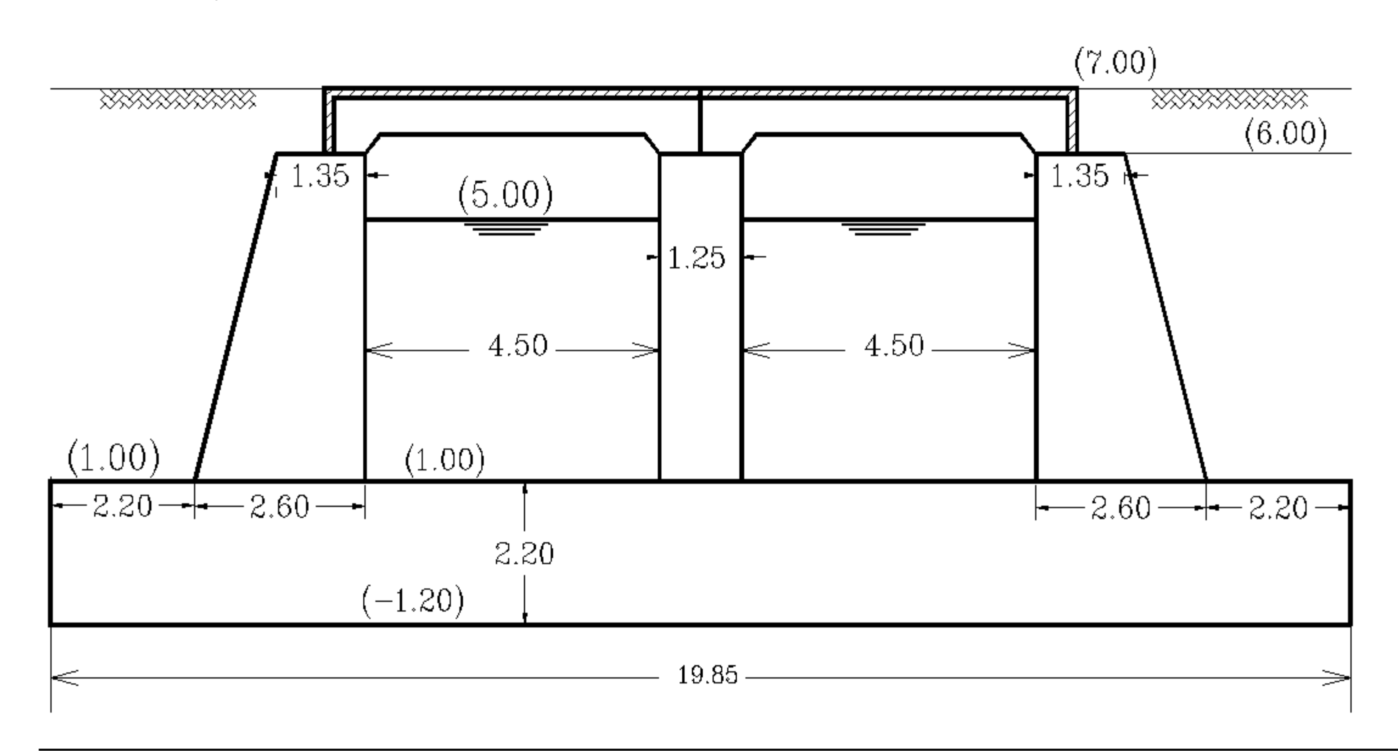
Empirical Dimensions الأبعاد الافتراضية

b 1 = 0.18 * 4.50 + 0.50 = 1.31 m take b1 = 1.35 m.

b 2 = 1.31 + 0.25* 5 = 2.56 m take b2 = 2.60 m.

t= $\frac{S}{4} + 0.5\sqrt{h} = \frac{4.5}{4} + 0.5\sqrt{4} = 2.13\ m.$

t= $\sqrt{h} = \sqrt{4} = 2.00\ m.$ take t = 2.20 m.

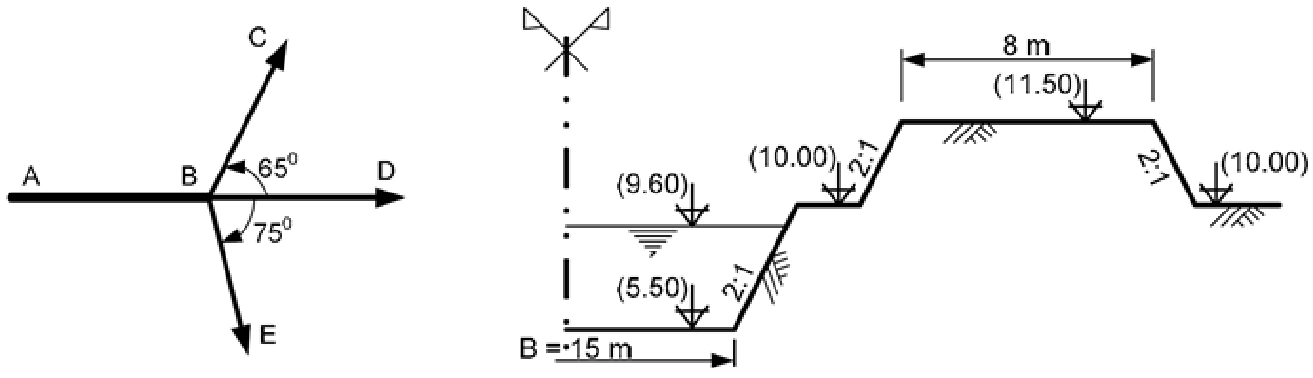


مثال 3

قناة رئيسية A-B تحمل تصرفاً مقداره 64 م^3/ث، ويُراد توزيع هذا التصرف على ثلاث قنوات فرعية B-C، B-D و B-E بمعدل 16، 26 و 22 م^3/ث على الترتيب لكل منها وذلك عن طريق عمل قناة فم Head regulator على رأس كل قناة فرعية (قطاعات هذه القنوات موضحة بالأشكال التالية).

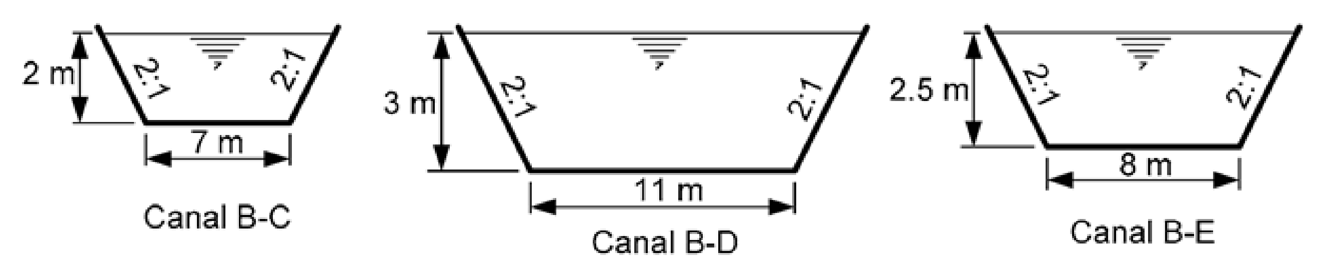
والمطلوب:

- إجراء الحسابات الهيدروليكية لهذه القناطر A complete hydraulic design، بحيث لا تزيد قيمة الارتداد heading up عن 10 سم.



مخطط عام للقناة الرئيسية والقنوات الفرعية

قطاع القناة الرئيسية A-B أمام قناطر الأفمام Head Regulators

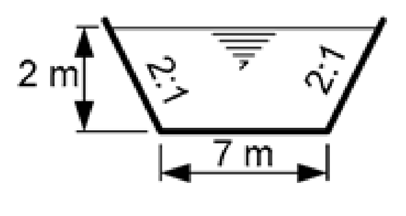


قطاعات القنوات الفرعية خلف قناطر الأفمام Head Regulators

الحـــــــــل

Hydraulic design for canal (B-C):

$A_c = 2 * (7 + (2 * 2)) = 22\ m^2$



$v_c = \frac{16}{22} = 0.727\ m/sec$

$v_v = (2-3)v_c = 1.45 - 1.50 = 1.45\ m/sec$

$A_v = \frac{Q}{v_v} = \frac{16}{1.45} = 11.03\ m^2$

$11.03 = n * S * H = 1 * S * 2$ S = 5.50 m

1- Check of velocity

$v = \frac{16}{1*5.50*2} = 1.45\ m/\sec < 1.5 \qquad (o.k)$

2- Heading up

$\eta = \frac{Q_i}{Q_T} = \frac{16}{64} = 0.25$

$H_{up_i} = \frac{V_c^2}{2g.C^2}\ [(\frac{\eta_i .Ac}{Av_i})^2 - \cos^2 \theta_i]$

$H_{up} = \frac{0.727^2}{2\ x\ 9.81.x\ 0.92^2}\ [(\frac{0.25\ x22}{11})^2 - \cos^2\ 65] = 0.002\ m = 0.20\ cm\ < 10\ cm$

3- Check of geometry

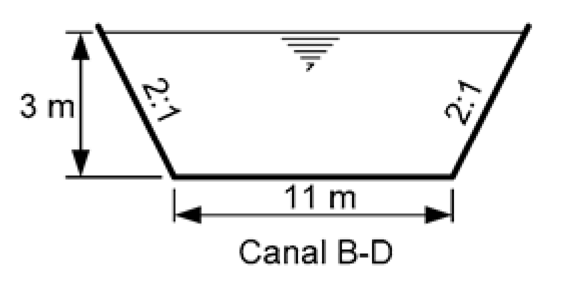
L_t=1 x 5.50 = 5.50 m. < 7 m.   (ok.)

4- Check of contraction

$\frac{22 - 1\ x\ 5.50\ x\ 2}{22} = 0.50 > 0.45$

Hydraulic design for canal (B-D):

$A_c = 3 * (11 + (2 * 3)) = 51\ m^2$



$v_c = \frac{26}{51} = 0.51\ m/sec$

$v_v = (2 - 3)v_c = 1.02 - 1.50 = 1.25\ m/sec$

$A_v = \frac{Q}{v_v} = \frac{26}{1.25} = 20.80\ m^2$

$20.80 = n * S * H = 1 * S * 3$ S = 6.00 m

1- **Check of velocity**

$v = \frac{26}{1*6.00*3} = 1.44\ m/\sec < 1.5 \quad (o.k)$

2- **Heading up**

$\eta = \frac{Q_i}{Q_T} = \frac{26}{64} = 0.41$

$H_{up_i} = \frac{V_c^2}{2g.C^2}\ [(\frac{\eta_i.Ac}{Av_i})^2 - \cos^2\theta_i]$

$H_{up} = \frac{0.51^2}{2 \text{ x } 9.81 \text{ x } 0.92^2}\ [(\frac{0.41 \text{ x} 51}{18})^2 - \cos^2 0] = 0.005\ m = 0.5\ cm < 10\ cm$

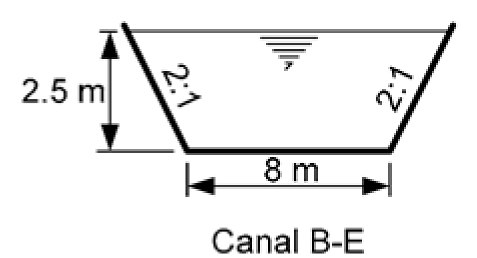
3- **Check of geometry**

L_t=1 x 6.00 = 6.00 m. < 11 m. (ok.)

4- **Check of contraction**

$\frac{51 - 1\ x\ 6.00\ x\ 3}{51} = 0.65 > 0.45$

Hydraulic design for canal (B-E):



$A_c = 2.50 * (8 + (2 * 2.50)) = 32.50\ m^2$

$v_c = \frac{22}{32.5} = 0.677\ m/sec$

$v_v = (2-3)v_c = 1.35 - 1.50 = 1.40\ m/sec$

$A_v = \frac{Q}{v_v} = \frac{22}{1.40} = 15.71\ m^2$

$15.71 = n * S * H = 1 * S * 2.50$



1- Check of velocity

$v = \frac{22}{1*6.00*2.5} = 1.47\ m/\sec < 1.5 \qquad (o.k)$

2- Heading up

$$\eta = \frac{Q_i}{Q_T} = \frac{22}{64} = 0.34$$

$$H_{up_i} = \frac{V_c^2}{2g.C^2}\ [(\frac{\eta_i .Ac}{Av_i})^2 - \cos^2 \theta_i]$$

$$H_{up} = \frac{0.677^2}{2 \text{ x } 9.81 \text{.x } 0.92^2}\ [(\frac{0.34 \text{ x } 32.5}{15})^2 - \cos^2 75] = 0.013 \text{ m} = 1.30 \text{ cm} < 10 \text{ cm}$$

3- Check of geometry

L_t=1 x 6.00 = 6.00 m. < 8 m. (ok.)

4- Check of contraction

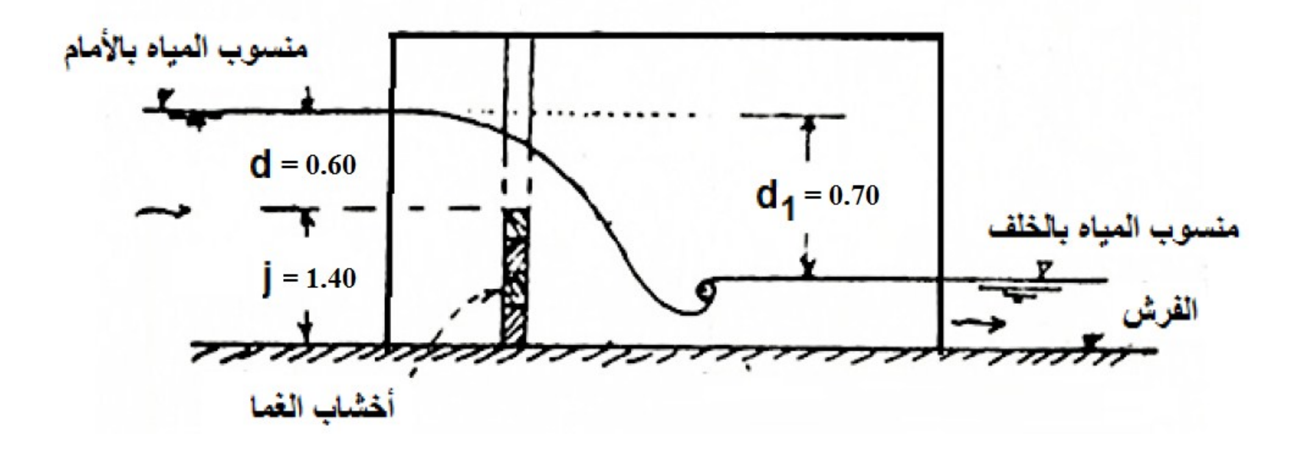
$$\frac{32.5 - 1\ x\ 6.00\ x\ 2.5}{32.5} = 0.54 > 0.45$$

مثال 4

قنطرة رى ذات فتحة واحدة A single-vent regulator عرضها 2.50 متر، وارتفاع أخشاب الغُما Flush boards المستخدمة فى عملية الموازنة هو 1.40 متر ، والفرق بين منسوب المياه بالأمام والخلف 0.70 متر.

والمطلوب: حساب معدل التدفق الكلى إذا كان منسوب المياه بالأمام = 2 متر.

الحـــــــــل



$d_1 = 2.00$ m. $j = 1.40$ m $d = 2 - 1.40 = 0.60$ m

$d/j = 0.60 / 1.40 = 0.429$

$d1/j = 0.70 / 1.40 = 0.50$

ومن الشكل 4-24 (صفحة 95) يتم إيجاد $C_d = 0.465$

$$Q = L.q = L.C_d.\sqrt{2g}.d^{3/2}$$

$$Q = 2.50x0.465x\sqrt{2x9.81} \text{ x } 0.60^{3/2} = 2.392 \text{ m}^3/\text{sec.}$$

مثال 5

قنطرة رى ذات فتحتين A double-vent regulator عرض كل منها ثلاثة أمتار، ومركب عليها بوابة رأسية Vertical sluice gate، والبوابات مرفوعة لتعطى فتحة مقدارها 0.75 متراً لكل منها، وعمق التدفق بقناة الاقتراب 3 متر.

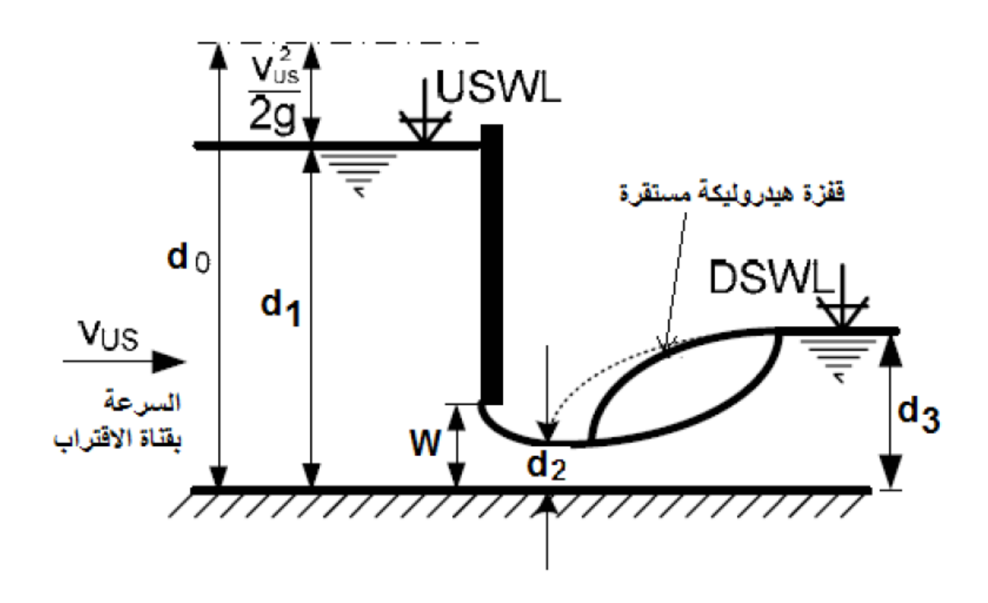
والمطلوب: حساب معدل التدفق الكلى خلال القنطرة لكل من الحالتين التاليتين:

أ- عمق التدفق بالقناة الخلفية = 2.50 متر.

ب- عمق التدفق بالقناة الخلفية مساويا للعمق الملازم Conjugate depth لعمق القفزة الهيدروليكية الأمامى d2.



الحـــــــــــل



فى البداية يتم حساب العمق الملازم Conjugate depth "d_4" لتكوين قفزة هيدروليكية مستقرة خلف البوابة Perfect hydraulic jump كالتالى:

أولاً: يتم حساب معدل التدفق فى حالة التدفق الحر:

$d_2 = 0.61 \times 0.75 = 0.46$ m

$d_1/W = 3/0.75 = 4$

ثم ندخل بهذه القيمة ($d_1/W = 4$) إلى الشكل 4-27 (صفحة 98) ومن منحنيات التدفق الحر Free flow نجد أن Cd = 0.53

$$Q = L.q = L.C_d.\mathrm{W}.\sqrt{2\mathrm{g}\mathrm{d}_1}$$

$$q = 0.53x0.75x\sqrt{2 \times 9.81 \times 3} = 3.048\ \mathrm{m}^3/\mathrm{sec}/m.$$

ثانياً: يتم حساب العمق الملازم "d4" من المعادلة التالية:

$$d_4 = \sqrt{\frac{2\mathrm{q}^2}{\mathrm{g.d}_2} + \frac{\mathrm{d}_2{}^2}{4}} - \frac{\mathrm{d}_2}{2}$$

$$d_4 = \sqrt{\frac{2 \times 3.048^2}{\mathrm{g}.0.46} + \frac{0.46^2}{4}} - \frac{0.46}{2} = 1.84\ \mathrm{m}$$

أ- **عمق التدفق بالقناة الخلفية = 2.50 متر.**

عمق التدفق بالقناة الخلفية أكبر من العملاق الملازم (d_3>d_4) وبالتالى يكون التدفق مغمور Submerged flow

d_3/W = 2.50/0.75 = 3.33 , d_1/W = 4

ومن الشكل 4-27 (صفحة 98) ومن منحنيات التدفق المغمورSubmerged flow نجد أن C_d = 0.30

$$q = 0.30x0.75x\sqrt{2 \times 9.81 \times 3} = 1.725\ \mathrm{m}^3/\mathrm{sec}/m.$$

Q= 1.725 x 6 = 10.35 m^3/sec.

ب-**عمق التدفق بالقناة الخلفية مساويا للعمق الملازم Conjugate depth لعمق القفزة الهيدروليكية الأمامى d2.**

عمق التدفق بالقناة الخلفية مساوى للعملاق الملازم (d_4=d_3) وبالتالى يكون التدفق حر Free flow حيث أنه عندما يكون ($d_4 \geq d_3$) فإن التدفق يعتمد فى هذه الحالة فقط على منسوب المياه بالأمام

d_1/W = 4

Cd = 0.53

$$Q = L.q = L.C_d .\mathrm{W}.\sqrt{2\mathrm{gd}_1}$$

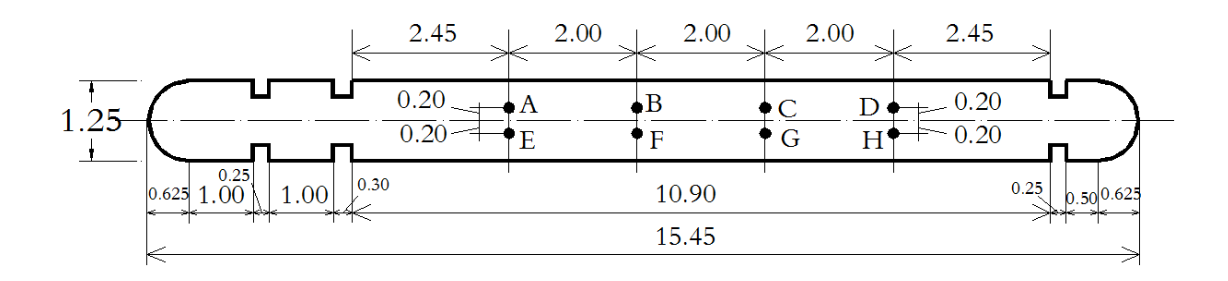
$$q = 0.53x0.75x\sqrt{2 \times 9.81 \times 3} = 3.048\,\mathrm{m}^3/\sec/m.$$

Q = 3.048 x 6 = 18.288 m^3/sec.

مثال 6

الشكل يبين مسقطاً أفقيا لركيزة من الخرسانة العادية بإحدى قناطر الحجز الكلى، منسوب قمة الركيزة (8.00) متر وعرض الركيزة 1.25 متر، أقصى منسوب للمياه أمامها (7.49) متر، والفرش أفقى بكامل طوله بمنسوب (3.80) متر، كل فتحات القنطرة ذات عرض 3,00 أمتار. فإذا علمت أن القوى التى تؤثر بها كمرات الكوبرى عند أى من نقاط الارتكاز (A, B, C, D, E, F, G, H) تكون 6 طن من الأحمال الثابتة Dead load تصل إلى 11 طن عند إضافة تأثير الأحمال المتحركة Live load **فالمطلوب:**

- التحقق من ملائمة الإجهادات العمودية عند قاعدة الركيزة والناتجة من مختلف حالات التحميل الممكنة.



الحـــــــــل

- **Check stability of pier التحقق من استقرار الركيزة**

$A = 1.25 \times 10.90 = 13.625\ m^2$

$I_{XX} = (10.90 \times 1.25^3)/12 = 1.77\ m^4$

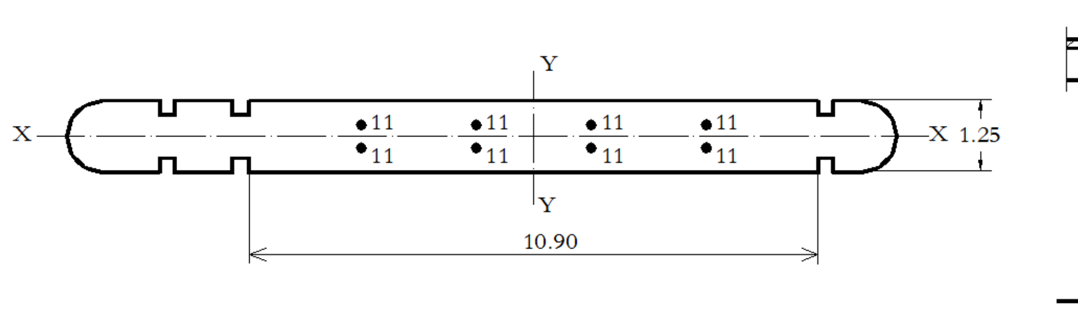
$I_{yy} = (1.25 \times 10.90^3)/12 = 134.90\ m^4$

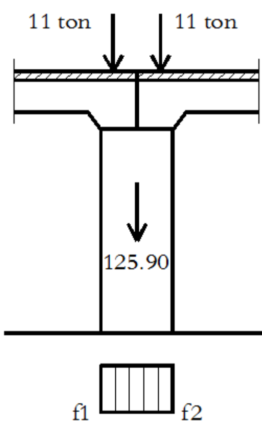
$Y = 1.25/2 = 0.625\ m$

$X = 10.90/2 = 5.45\ m$

Case 1 : Max. Normal Stresses حالة أقصى إجهادات عمودية

فى هذه الحالة يتم تحميل كل من فتحتى الكوبرى بالأحمال الحية Live load والميتة Dead load



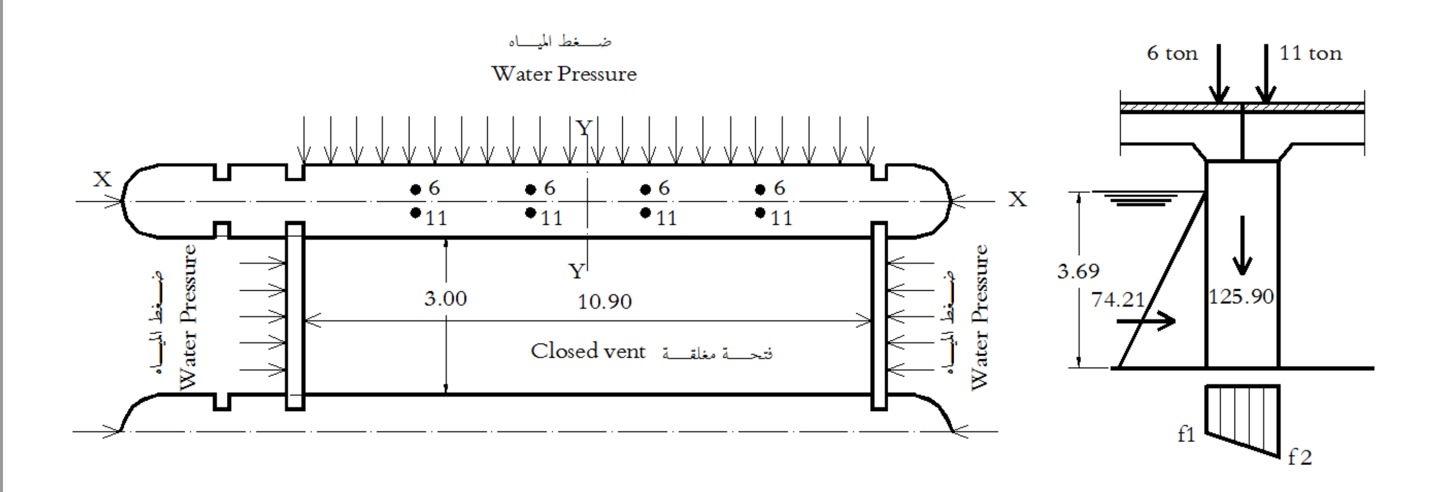


$N = 8 \times 11 + 125.90 = 213.90$ t

$f1 = f2 = - 213.90 / 13.625 = - 15.70 \quad < \; 500 \; t/m^2$

Case 2 : Max. Moment about X axis

فى هذه الحالة تكون إحدى الفتحات مفرغة من المياه وبلاطة الكوبرى فوقها محملة بالأحمال الحية، بينما الفتحة المجاورة تملؤها المياه بالمنسوب الأقصى، وبلاطة الكوبرى فوقها لا تتعرض للأحمال الحية



$N = 4\,(6+11) + 125.90 = 193.90$ t

Water presser force “P” = $0.5 \times 3.69 \times 3.69 \times 10.90 = 74.21$ t

$M_x = (11 \times 0.2 \times 4) - (6 \times 0.2 \times 4) + 74.21 \times (3.69/3) = 95.28$ t.m

M_y = zero

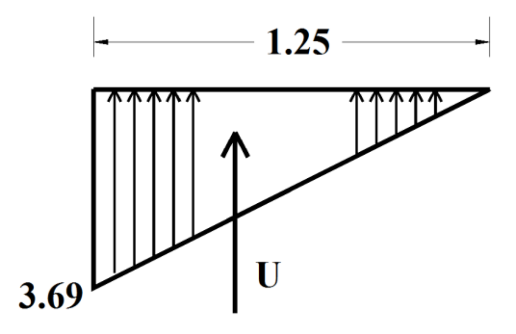
$$f_1 = -\frac{193.90}{13.625} + \frac{95.28x0.625}{1.77} = +19.41t/m^2 (tension) - unsafe$$

$$f_2 = -\frac{193.90}{13.625} - \frac{95.28x0.625}{1.77} = -47.88t/m^2 < 500t/m^2 safe$$

فى هذه الحالة يتم زيادة عرض الركيزة أو استخدام ركائز من الخرسانة المسلحة

ملحوظة هامة :

فى حالة ما إذا ذكر فى المثال أنه يوجد شرخ شعرى hair crack أسفل الركيزة ، ففى هذه الحالة يتم اضافة مثلث ضغوط رفع أسفل الركيزة ويكون حساب الإجهادات كالتالى:



U = 0.50 x 3.69 x 1.25 x 10.90 = 25.14 t

N = 4 (6+11) + 125.90 – 25.14 = 168.76 t

Water presser force “P” = 0.5 x 3.69 x 3.69 x 10.90 = 74.21 t

M_x = (11 x 0.2 x 4) – (6 x 0.2 x 4) + 74.21 x (3.69/3) + 25.14 x 0.21 = 100.52 t.m

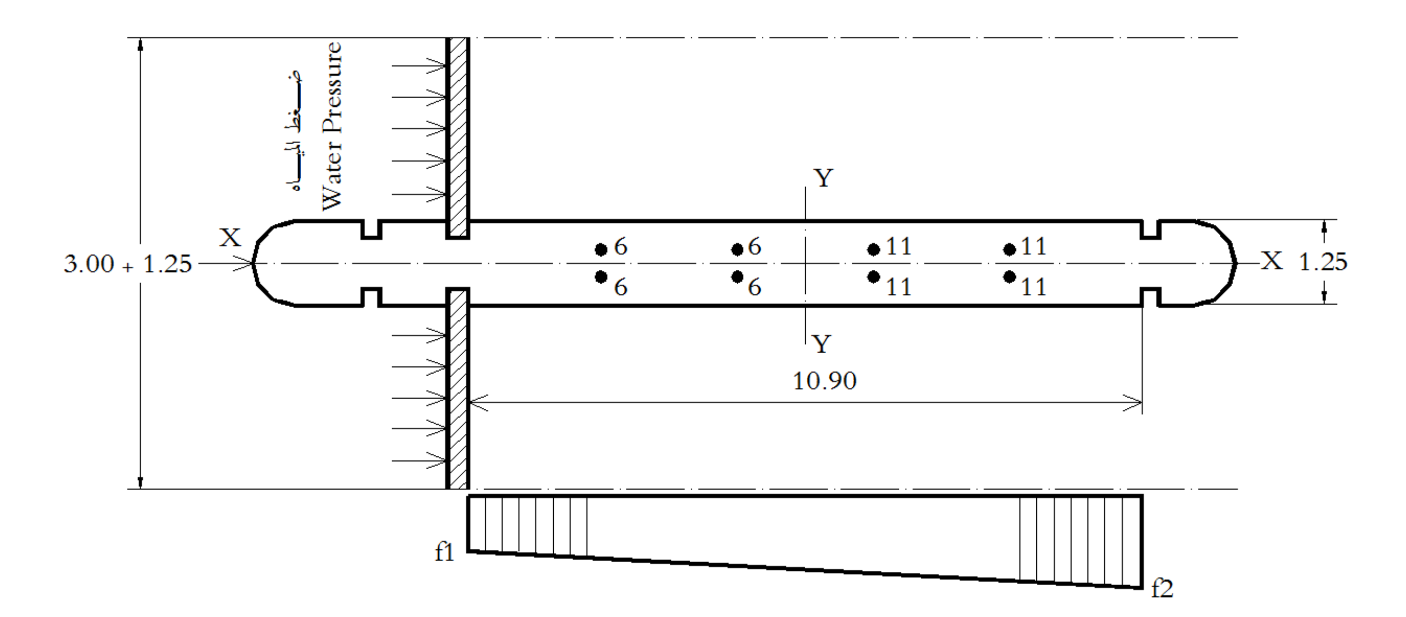
M_y = zero

$$f_1 = -\frac{168.76}{13.625} + \frac{100.52x0.625}{1.77} = +23.11t/m^2 (tension) - unsafe$$

$$f_2 = -\frac{168.76}{13.625} - \frac{100.52x0.625}{1.77} = -47.88t/m^2 < 500t/m^2 safe$$

Case 3 : Max. Moment about Y axis

فى هذه الحالة تكون فتحات القنطرة مغلقة والخلف جاف، وترتيب الأحمال من كمرات الكوبرى كما هو موضح بالشكل



N = 4 (6+11) + 125.90 = 193.90 t

Water presser force "P" = 0.5 x 3.69 x 3.69 x (3 + 1.25) = 28.93 t

M_y = (2 x 11 x 3 + 2 x 11 x1 – 2 x 6 x 3 – 2 x 6 x 1) + 28.93 x (3.69/3) = 75.58 t.m

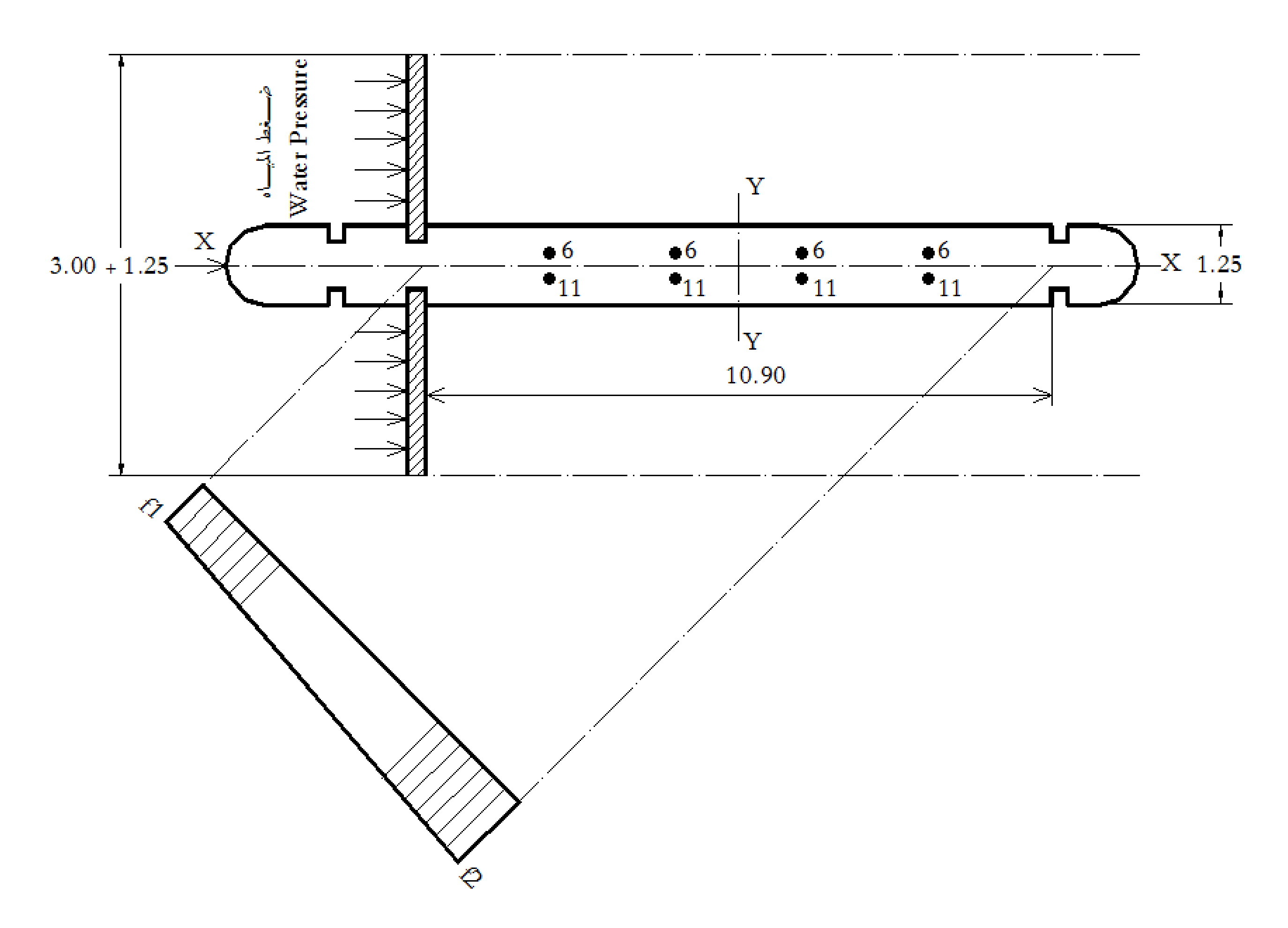
M_x = zero

$$f_1 = -\frac{193.90}{13.625} + \frac{75.58x5.45}{134.90} = -11.18t/m^2 < 500t/m^2 safe$$

$$f_2 = -\frac{193.90}{13.625} - \frac{75.58x5.45}{134.90} = -17.28t/m^2 < 500t/m^2 safe$$

Case 4: Compound moments حالة العزوم المركبة

فى هذه الحالة تكون الفتحات مغلقة والخلف جاف، بينما تتوزع الأحمال من الكوبرى من بلاطة عليها أحمال حية من ناحية والأخرى تتلقى احمالها الثابتة فقط



N = 4 (6+11) + 125.90 = 193.90 t

Water presser force "P" = 0.5 x 3.69 x 3.69 x (3 + 1.25) = 28.93 t

M_y = 28.93 x (3.69/3) = 35.58 t.m

M_x = 4 x 11 x 0.20 – 4 x 6 x 0.20 = 4.00 t.m

$$f_1 = -\frac{193.90}{13.625} + \frac{4x0.625}{1.77} + \frac{35.58x5.45}{134.90} = -11.38t/m^2 < 500t/m^2 safe$$

$$f_2 = -\frac{193.90}{13.625} - \frac{4x0.625}{1.77} - \frac{35.58x5.45}{134.90} = -17.08t/m^2 < 500t/m^2 safe$$

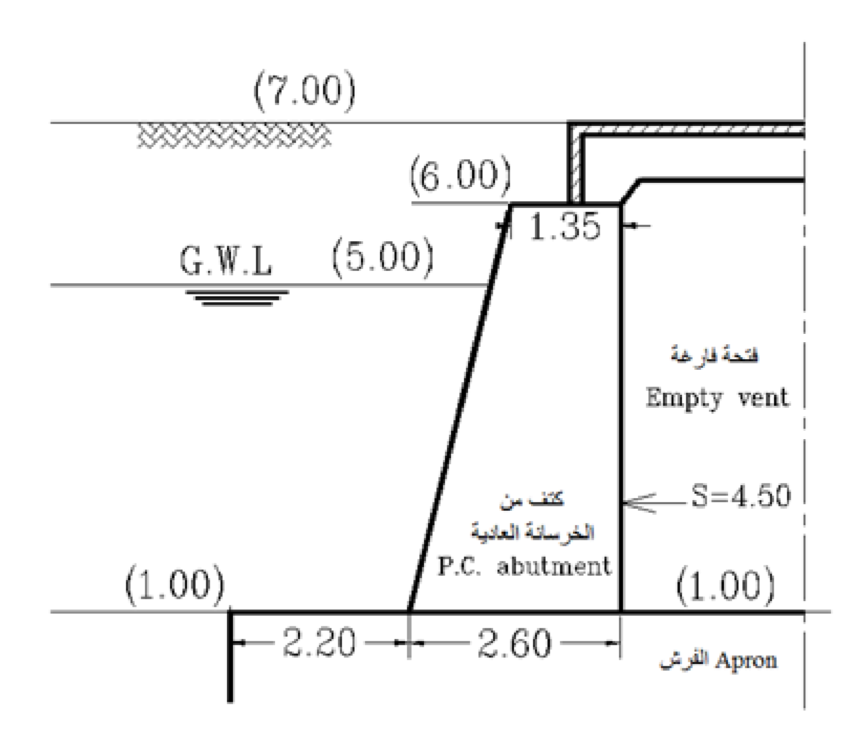
مثال 7

الشكل يبين قطاعا عرضياً بكتف P.C. abutment إحدى القناطر ، فإذا علمت أن:

- القنطرة مكونة من ثلاث فتحات عرض كل منها 4.50 متر. وعرض الركائز بها 1.25 متر.
- عرض الكوبرى 10 متر مزود بممرين للمشاة Two side walks عرض كل منها 1.00 متر.
- الحمل الحى والميت المكافئين هما ($D.L. = 1.00\ t/m^2$, $L.L. = 2.50\ t/m^2$).
- خصائص التربة: ($\Phi = 30^o$, $\gamma_{bulk} = 1.80\ t/m^3$, void ratio 40 %).

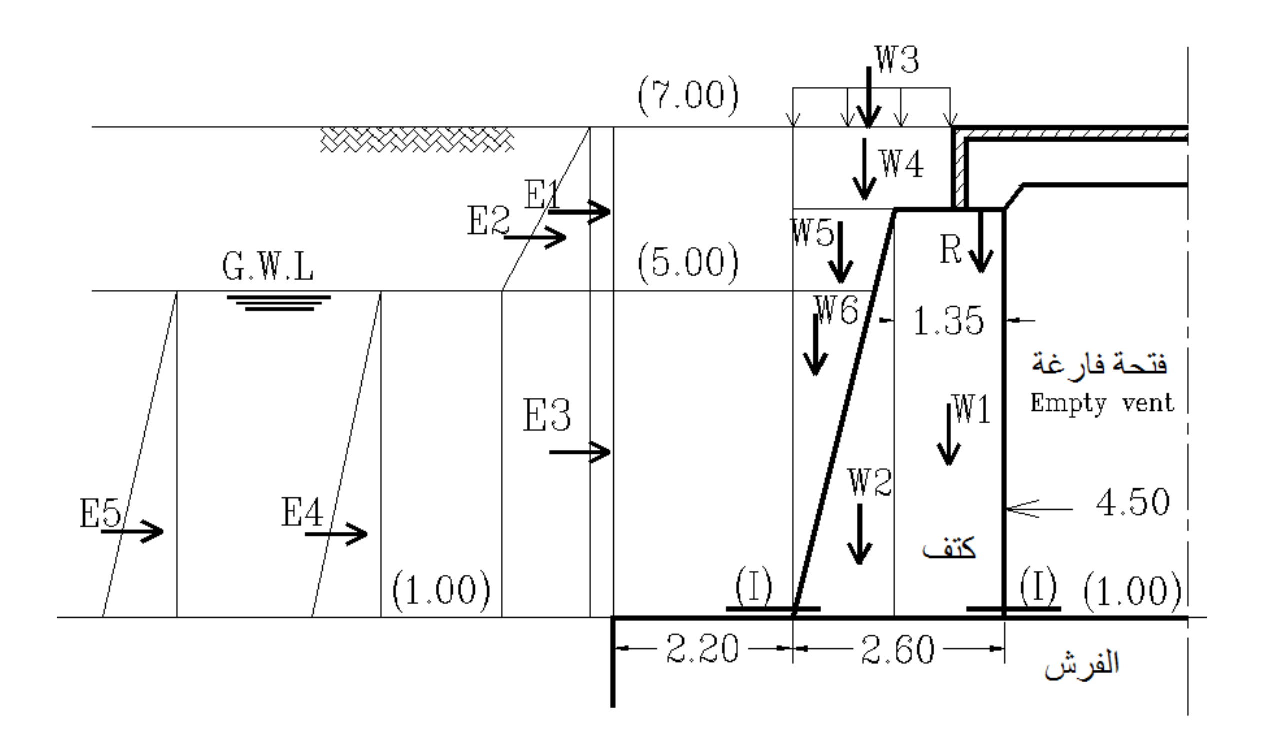
والمطلوب:

- التحقق من قيم الإجهادات عند قاعدة الكتف لتحديد ما إذا كانت الأبعاد المعطاة للأكتاف P.C. Abutments توفر الأمان اللازم أم لا.



الحــــــــــل

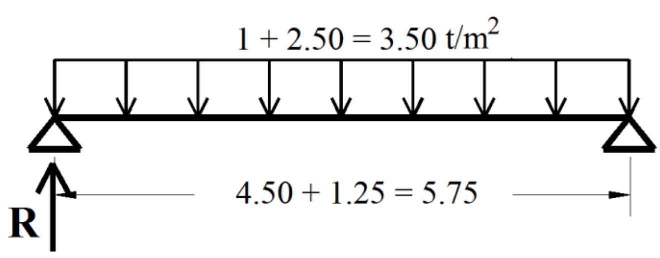
- **Check stability of abutments التحقق من استقرار الأكتاف**



a) Vertical loads الأحمال الرأسية

- Reaction force from the bridge رد فعل الكوبرى

R = (3.50 x 5.75) /2 = 10.06 t



W1 = 5.00 x 1.35 x 2.20 = 14.85 ton ↓

W2 = 0.50 x 1.25 x 5 x 2.20 = 6.88 ton ↓

W3 = (2.60 – 0.625) x 2.50 = 4.94 ton ↓

$W4 = 1 \times (2.60 - 0.625) \times 1.80 = 3.55$ ton ↓

$W5 = 1 \times (2.60 - 1.35) \times 1.80 = 2.25$ ton ↓

$W6 = 0.50 \times 4 \times 1 * 2.20 = 4.40$ ton ↓ $(\gamma_{sub} = 1.80 - 0.60 \times 1 = 1.20\ t/m^3)$

$(\gamma_{sat} = 1.20 + 1 = 2.20\ t/m^3)$

$\sum W = 46.93$ **ton** ↓

b) Lateral pressure الضغوط الجانبية

$e_1 = 2.50 \times 0.333 = 0.83\ ton/m^2$

$e_2 = 1.80 \times 2 \times 0.333 = 1.20\ ton/m^2$

$e_3 = 1.20 + 0.83 = 2.03\ ton/m^2$

$e_4 = 1.20 \times 4 \times 0.333 = 1.60\ ton/m^2$

$e_5 = 1.00 \times 4 = 4.00\ ton/m^2$

c) Horizontal loads القوى الأفقية

$E1 = 0.83 \times 2 = 1.66$ ton →

$E2 = 0.50 \times 1.20 \times 2 = 1.20$ ton →

$E3 = 2.03 \times 4 = 8.12$ ton →

$E4 = 0.50 \times 1.60 \times 4 = 3.20$ ton →

$E5 = 0.50 \times 4 \times 4 = 8.00$ ton →

d) Stresses Calculations حساب الإجهادات

$M = E1 \times 5 + E2 \times 4.67 + E3 \times 2 + E4 \times 1.33 + E5 \times 1.33 + R \times 0.99 + W1 \times 0.625 - W2 \times 0.467 - W3 \times 0.31 - W4 \times 0.31 - W5 \times 0.675 - W6 \times 0.97$

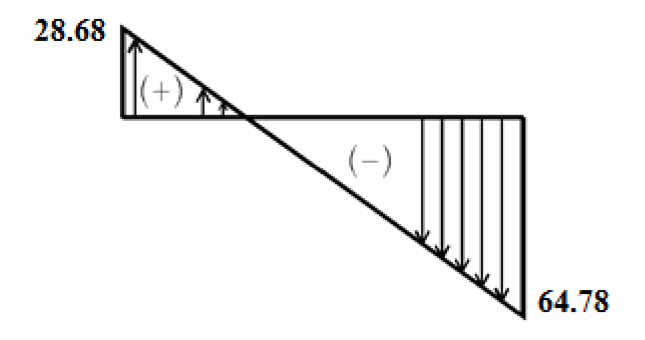
$M = 1.66 \times 5 + 1.20 \times 4.67 + 8.12 \times 2 + 3.20 \times 1.33 + 8 \times 1.33 + 10.06 \times 0.99 + 14.85 \times 0.625 - 6.88 \times 0.467 - 4.94 \times 0.31 - 3.55 \times 0.31 - 2.25 \times 0.675 - 4.40 \times 0.97 = 52.65$ t.m

e = M/N = 52.65/46.93 = 1.12 > 2.60/6 (unsafe)

$$f_2^1 = -\frac{46.93}{2.60 * 1.00} \pm \frac{52.65\left(\frac{2.60}{2}\right)}{1.00 * 2.60^3/12}$$

f_1= + 28.68 t/m^2 (unsafe)

f_2= -64.78 t/m^2 < 50 kg/cm^2



قطاع الأكتاف عند القاعدة غير آمن **unsafe**

مثال 8

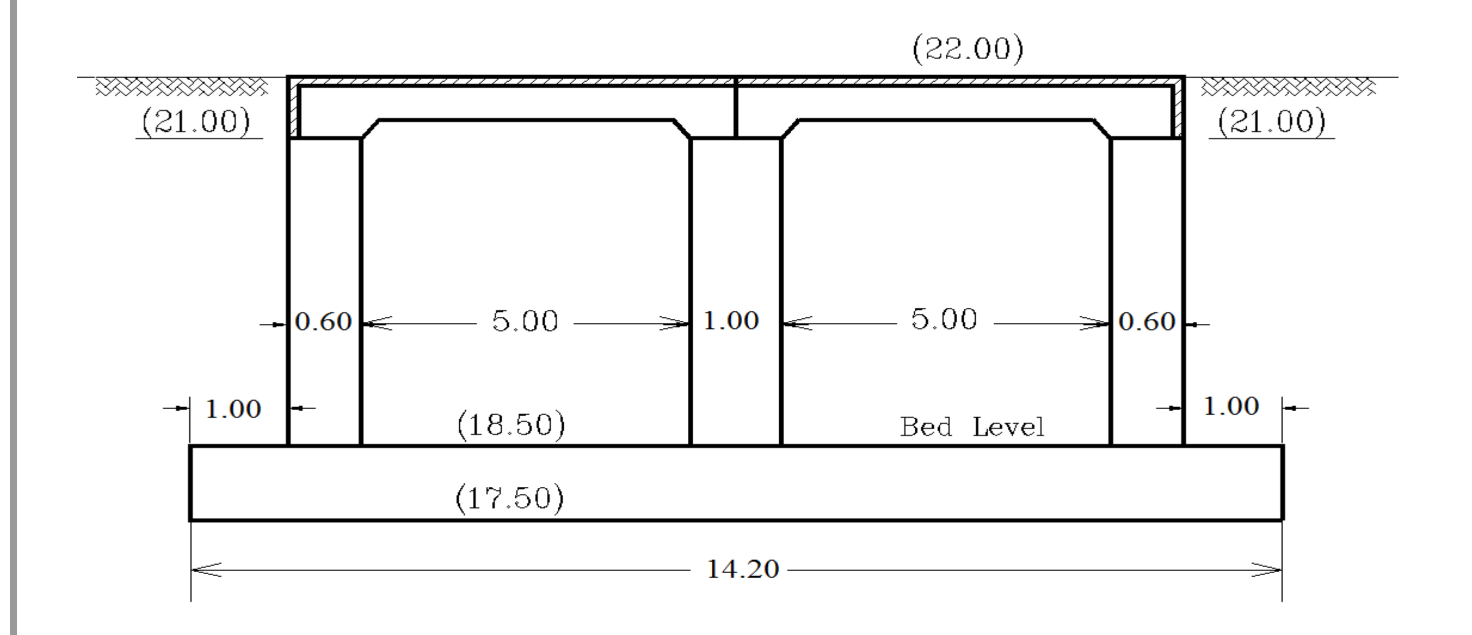
الشكل يبين إحدى قناطر الأفمام Head regulator والمنشأة بغرض تغذية قناة رئيسية Main canal من إحدى قنوات التحويل Diversion canal، فإذا توفرت لديك البيانات التالية:

- القنطرة مكونة من فتحتين عرض كل منها 5.00 متر.
- عرض الركائز والأكتاف 1.00 متر ، 0.60 متر على الترتيب.
- عرض الكوبرى 10 متر مزود بممرين للمشاة Two side walks عرض كل منها 1.25 متر.
- الحمل الحى والميت المكافئين هما ($D.L. = 1.20\ t/m^2$, $L.L. = 1.50\ t/m^2$).
- خصائص التربة: ($\Phi = 30^o$, $\gamma_{bulk} = 1.80\ t/m^3$, The soil bearing capacity = $1.11\ kg/cm^2$).
- خصائص الخرسانة المسلحة المستخدمة ($K_1 = 0.31$, $K_2 = 1218$).

والمطلوب:

- التحقق من قيم إجهادات التربة أسفل الفرش The soil stresses under floor.
- التحقق من سمك الفرش المعطى Floor thickness.

وذلك فى حالة ما إذا كانت القنطرة من الخرسانة العادية أو الخرسانة المسلحة

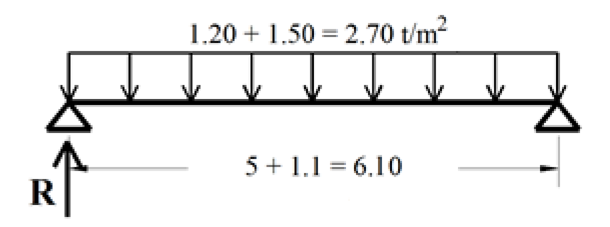


الحـــــــــــل

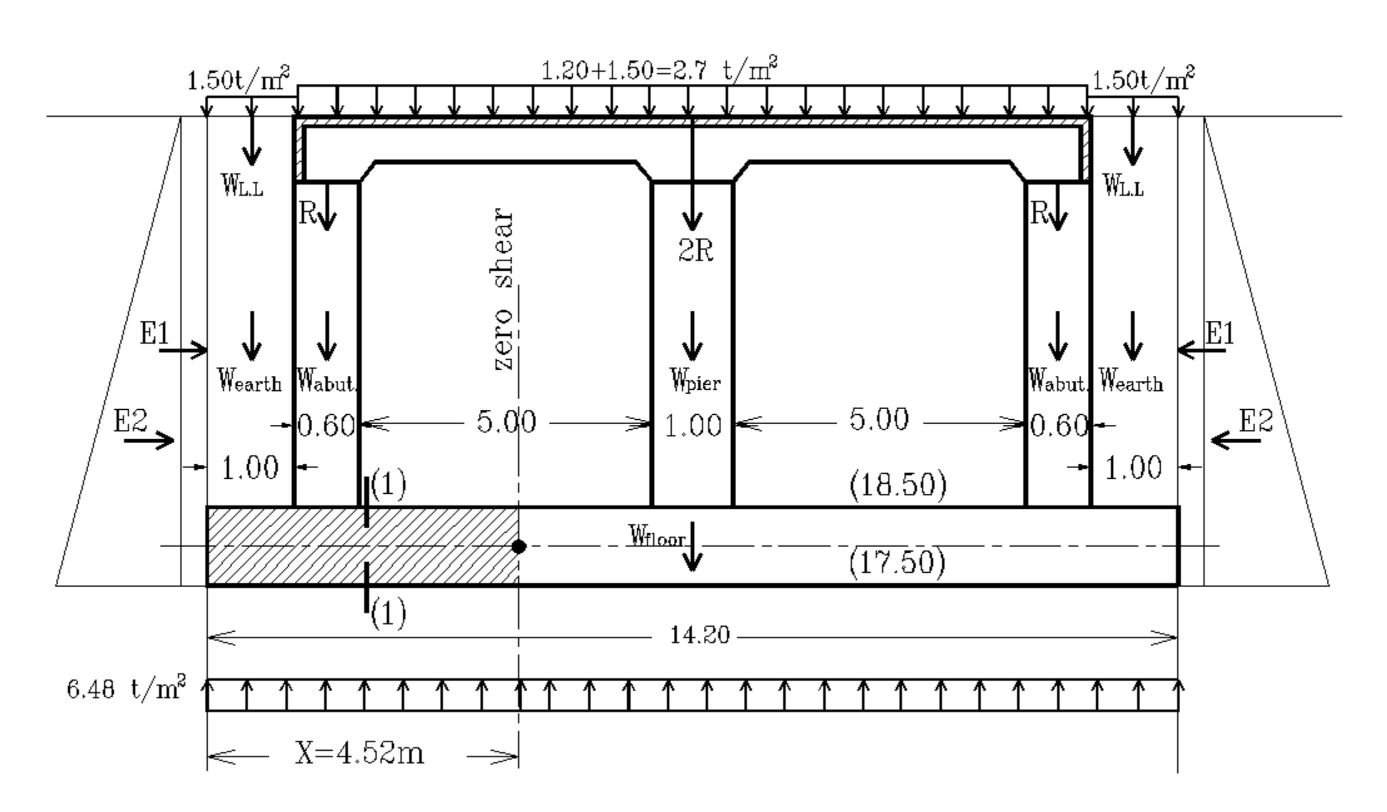
أولاً : فرش القنطرة من الخرسانة العادية Plain Concrete Apron

- **Reaction force from the bridge رد فعل الكوبرى**

  R = (2.70 x 6.10) /2 = 8.24 t



- **Check of the soil stresses التحقق من إجهادات التربة**



$W_{L.L}$ = 1.50 x 1 = 1.50 t

W_{earth} = 1 x 3.50 x 1.80 = 6.30 t

$W_{abut.}$ = 0.60 x 2.50 x 2.20 = 3.30 t

W_{Pier}= 1 x 2.50 x 2.20 = 5.50 t

W_{floor}= 1 x 14.20 x 2.20 = 31.24 t

$$\sigma = \frac{6.30 \text{ x } 2 + 3.30 \text{ x } 2 + 5.50 + 1.5 \text{ x } 2 + 8.24 \text{ x } 4 + 31.24}{14.20} = 6.48\ t/m^2$$

6.48 t/m^2 < 11.10 t/m^2 (safe)

- **Check the floor thickness التحقق من سمك الفرش**
- **Check of shear stresses التحقق من إجهادات القص**

تكون أكبر قيمة لإجهادات القص على الفرش عند القطاع (1-1)

$Q_{max.}$ = 1.50 + 6.30 + 3.30 + 8.24 +1.60 x 2.20 – 6.48 x 1.60 = 12.50 t

$$q_{max} = \frac{3}{2} \text{ x } \frac{12500}{100 \text{ x } 100} = 1.87 < 5.0 \text{ Kg/cm}^2 \qquad \text{(safe)}$$

- **Check of max. stresses التحقق من الإجهادات الناتجة من عزوم الانحناء**

تكون أقصى إجهادات ناتجة عن عزم الانحناء عند القطاع المار بنقطة الـ zero shear والتى يمكن تحديدها كما يلى:

1.50 + 6.30 + 3.30 + 8.24 + 2.20 (X) = 6.48 (X)

X = 4.52 m

E1 = 1.50 x 0.333 x 4.50 = **2.25 t**

E2 = 0.50 x 1.80 x 0.333 x 4.50 x 4.50 = **6.07 t**

$M_{max.}$ = (1.50 + 6.30) x (4.52 – 0.50) + (8.24 + 3.30) x (4.52 – 1- 0.30) + (4.52 x 1 x 2.20) x (4.52/2) - 6.48 x 4.52^2/2 – 6.075 x 1 – 2.25 x 1.75 = **14.78 t.m**

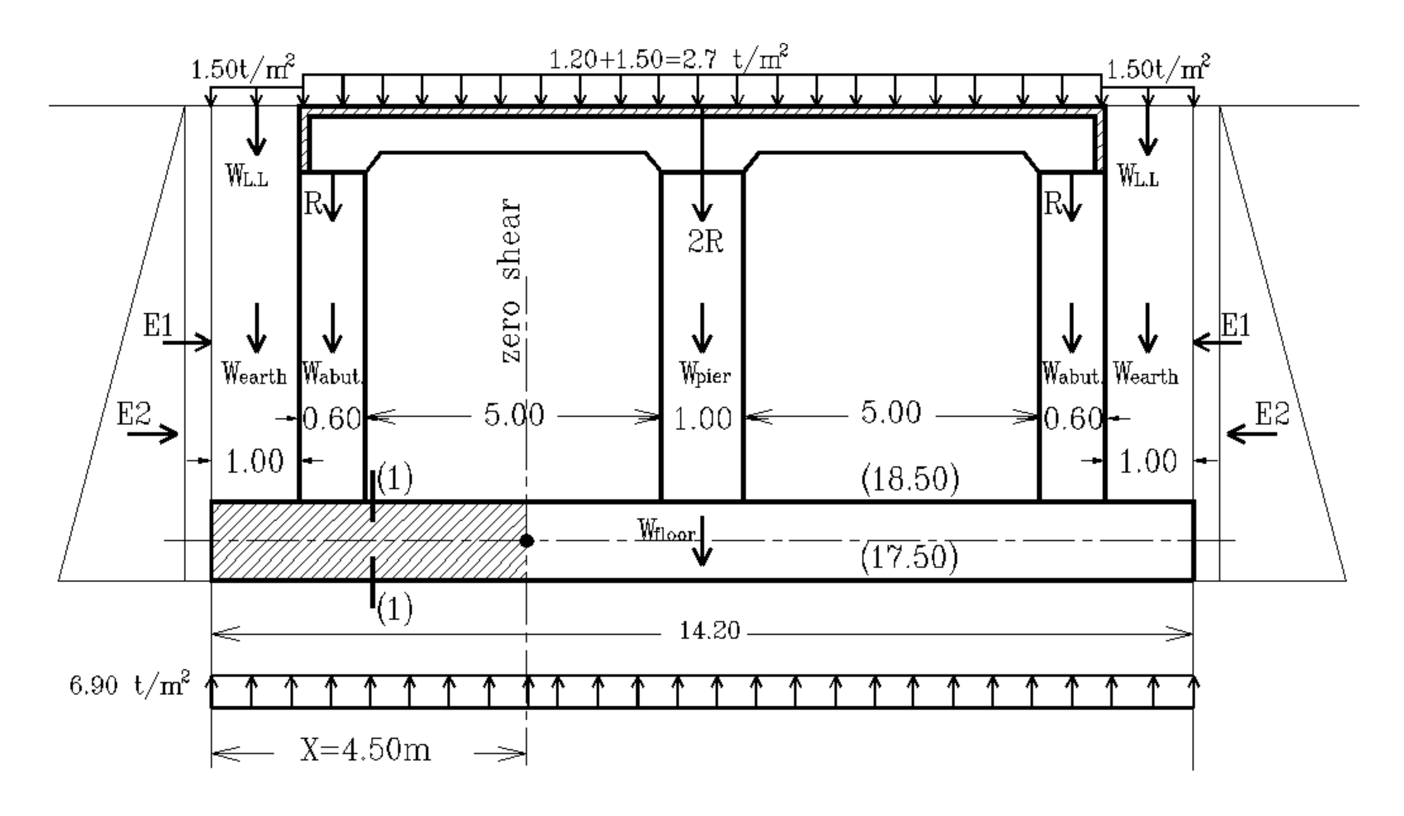
N = 2.25 + 6.07 = **8.32 t**

$$f_1 = \frac{-8320}{100 \text{ x } 100} + \frac{6 \text{ x } 14.78 \text{x} 10^5}{100 \text{ x } 100^2} = +8.78 \text{ kg/cm}^2 \text{ (tension)}$$ **(Unsafe)**

$$f_2 = \frac{-8320}{100 \text{ x } 100} - \frac{6 \text{ x } 14.78 \text{x} 10^5}{100 \text{ x } 100^2} = -8.95 \text{ kg/cm}^2 \text{ (comp.)}$$

ثانياً: فرش القنطرة من الخرسانة المسلحة Reinforced Concrete Apron

- **Check of the soil stresses التحقق من إجهادات التربة**



R = (2.70 x 6.10) /2 = 8.24 t

$W_{L.L}$ = 1.50 x 1 = 1.50 t

W_{earth} = 1 x 3.50 x 1.80 = 6.30 t

$W_{abut.}$ = 0.60 x 2.50 x 2.50 = 3.75 t

W_{Pier}= 1 x 2.50 x 2.50 = 6.25 t

W_{floor}= 1 x 14.20 x 2.50 = 35.50 t

$$\sigma = \frac{6.30 \text{ x } 2 \ + \ 3.75 \text{ x } 2 \ + \ 6.25 \ + \ 1.5 \text{ x } 2 \ + \ 8.24 \text{ x } 4 \ + \ 35.50}{14.20} = 6.90 \ t/m^2$$

$6.90 \ t/m^2 < 11.10 \ t/m^2$ (safe)

- **Check the floor thickness التحقق من سمك الفرش**

تحديد نقطة الـ zero shear والتى يكون عندها أقصى عزم

1.50 + 6.30 + 3.75 + 8.24 + 2.50 (X) = 6.90 (X)

X = 4.50 m

E1 = 1.50 x 0.333 x 4.50 = **2.25 t**

E2 = 0.50 x 1.80 x 0.333 x 4.50 x 4.50 = **6.07 t**

$M_{max.}$ = (1.50 + 6.30) x (4.50 – 0.50) + (8.24 + 3.75) x (4.50 – 1- 0.30) + (4.50 x 1 x 2.50) x (4.50/2) - 6.90 x 4.50^2/2 – 6.075 x 1 – 2.25 x 1.75 = **15.00 t.m**

N = 2.25 + 6.07 = **8.32 t**

$$d = 0.31 \sqrt{\frac{15.00 \ x \ 10^5}{100}} = 37.97 \ cm < 95 \ cm$$

Take d_{act} = 95 cm , t = 100 cm

$$A_s = \frac{15.00 \ x \ 10^5}{1218 \ x \ 95} = 12.96 \ cm^2$$

As_{min} = (0.25/100) x A_c = (0.25/100) x (100 x 100) = 25 cm^2

Take As = 25 cm^2 8 Φ 20 /m$^-$ Take As$^-$ 8 Φ 12 /m$^-$

- **Check shear stresses التحقق من إجهادات القص**

تكون أكبر قيمة لإجهادات القص على الفرش عند القطاع (1-1)

$Q_{max.}$ = 1.50 + 6.30 + 3.75 + 8.24 +1.60 x 2.50 – 6.90 x 1.60 = 12.75 t

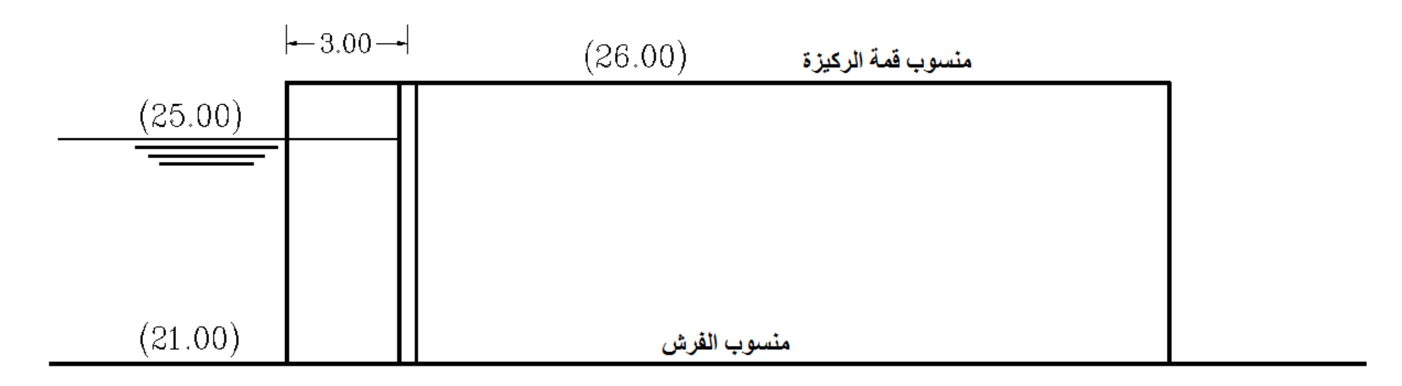
$q_{max.}$ = Q_{max} /100 d = 12.75 x 1000/(100 x 95) = 1.34 < 5 kg/cm^2 (safe)

مثال 9

الشكل يبين قطاعاً طولياً فى إحدى ركائز قنطرة حجز كلى Head regulator، فإذا علمت أن:

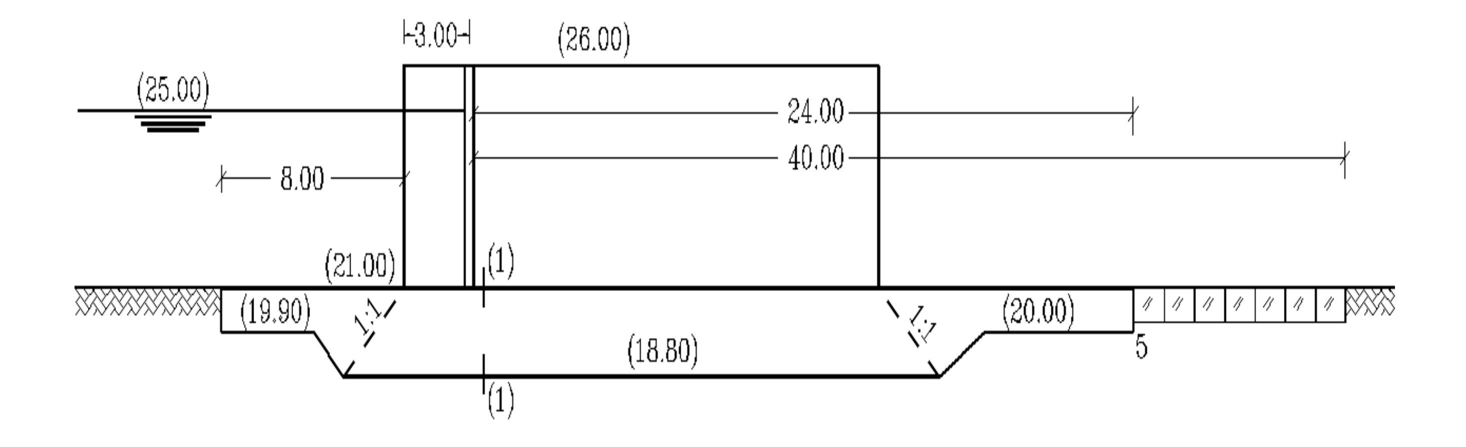
- منسوب المياه بالأمام (25.00) ، والفرش أفقى بكامل طوله عند منسوب (21.00).
- منسوب قمة الركيزة (26.00) ، ومجرى البوابات الرئيسى Main groove يبعد عن مقدمة الركيزة ثلاثة أمتار.
- التصرف لوحدة العرض من القنطرة = 5 م^3/ث/م$^/$
- سمك الفرش لا يسمح بزيادة عن 2.20 متر.

والمطلوب: تصميم فرش القنطرة فى الاتجاه الطولى تصميما هيدروليكياً كاملاً.



الحـــــــــــل

- **Design Of Apron In Longitudinal direction تصميم الفرش فى الاتجاه الطولى**



1- Check the safety against downstream scour الجرف الخلفى

$L_1 = 2.1 \times C_B \times (H_1/3.9)^{0.5}$

$L_1 = 2.1 \times 10 \times (5/3.9)^{0.5} = 23.7$ m ~ 24 m

$L = 4.5 \times C_B \times (H/4.5)^{0.5} \times (q/7.0)^{0.5}$

$= 4.5 \times 10.0 \times (5.0/4.5)^{0.5} \times (5.0/7.0)^{0.5} =\sim 40.0$ m

$L_{protection} = L - L1 = 40.0 - 24.0 = 16$ m

2- Check the safety against undermining الاستنزاف التحتى

(H/L) = (1/C) L= H x C= 4.0 x 10.0 = 40.0 m

Lact.= 1.1+8.0-1.1+1.55+3.0+24.0-1.1+1.55+1.1= 38.1 m

(H/L) = (1/C) (4.0/38.1) = (1/9.525) > 1/10 **"Unsafe"**

- Assume Cutoff (1.0 m) at critical section (1-1)

L = 38.1 + (2.0 x 1.0) = 40.1 m

(H/L) = (1/C) (4.0/40.1) = (1/10.02) < 1/10 **"Safe"**

3- Check of apron thickness at critical section التحقق من سمك الفرش

h_1= 6.20+(-2.2)-(1.1+4.7+1.55+2.2+3.0+2.0 x 1.0) / (10.02) = 2.54 m

$t_f = (h_1/\gamma_f-1) \times 1.30 = ((2.54)/(2.2-1)) \times 1.3 = 2.75$ m > 2.2 **"Unsafe"**

Increase cutoff length to 4.0 m

L_{creep}=(2.0/0.1)+(2.0 x 3.0) = 46.1 m

(H/L) = (1/C) (4.0/46.1) = (1.0/11.53) < 1/10 **"Safe"**

h_1= 6.20 + (-2.2) - (1.1+4.7+1.55+2.2+3.0+2.0 x 4.0) / (11.53) = 2.27 m

t_f= ((2.27)/(2.2-1))*1.3 = 2.41 m > 2.2 **" Unsafe "**

Increase cutoff length to 7.0 m

L_{creep} = 46.1+2 x 3= 52.1 m

(H/L) = (1/C)   (4.0/52.1) = (1.0/13.025)

h_1= 6.20 + (-2.2) - (1.1+4.7+1.55+2.2+3.0+2.0 x 7.0) / (13.025)=1.46 m

t_f= ((1.46)/(2.2-1)) x 1.3 = 2.12 m $<$ 2.2   **"Safe"**

4- **Check the safety against Piping الفوارات**

Pizometric head At Point (5):

h_5= 1.1 / 13.025 = 0.08

P = t/h_5 = 1.1/0.08 = 13.7 $>$ 4.0   **"Safe"**

- **Calculation of pizometric heads الضغوط البيزومترية**

h_1 = 4 m

h_2 = 5.1+(-1.1) - 1.1\13.025 = 3.91m

h_3 =h_2 - losses = 3.91- (4.7+1.55+2.2+3)\13.025 = 3.03 m

h_4 = h_3 - losses = 3.03 – 2 x 7\13.025=1.95 m

h_5 = 1.1 / 13.025 = 0.08 m

h_6 = 0.0

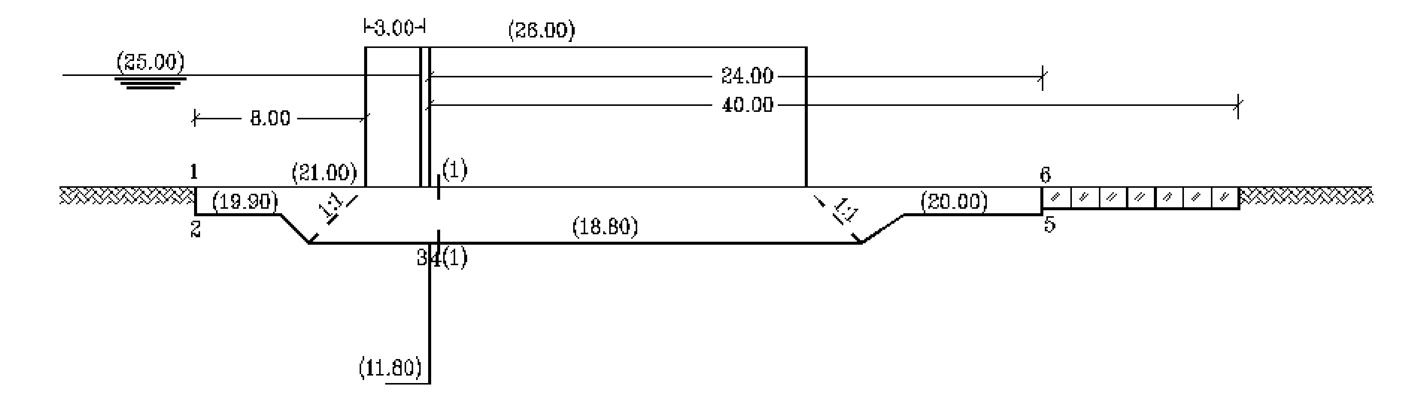
- **Calculation of uplift pressures ضغوط الرفع**

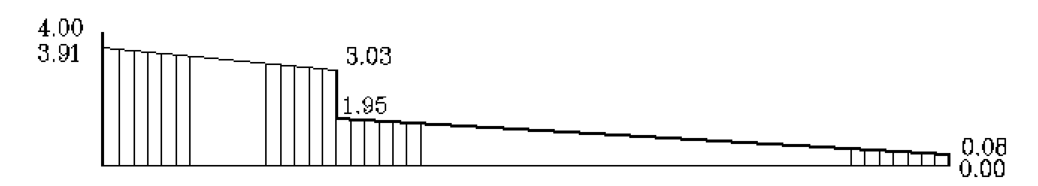
U_2 = h_2-Z = 3.91- (-1.1) = 5.01 m

U_3 = h_3-Z = 3.03 - (-2.2) = 5.23 m

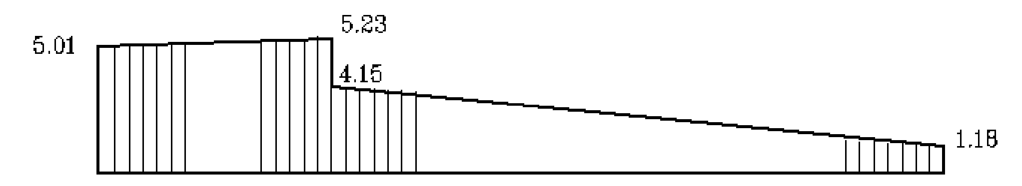
U_4 = h_4-Z = 1.95 - (-2.2) = 4.15 m

U_5 = h_5-Z = 0.08 - (-1.1) = 1.18 m





Piezometric Head Diagram مؤشر الضغوط البيزومترية

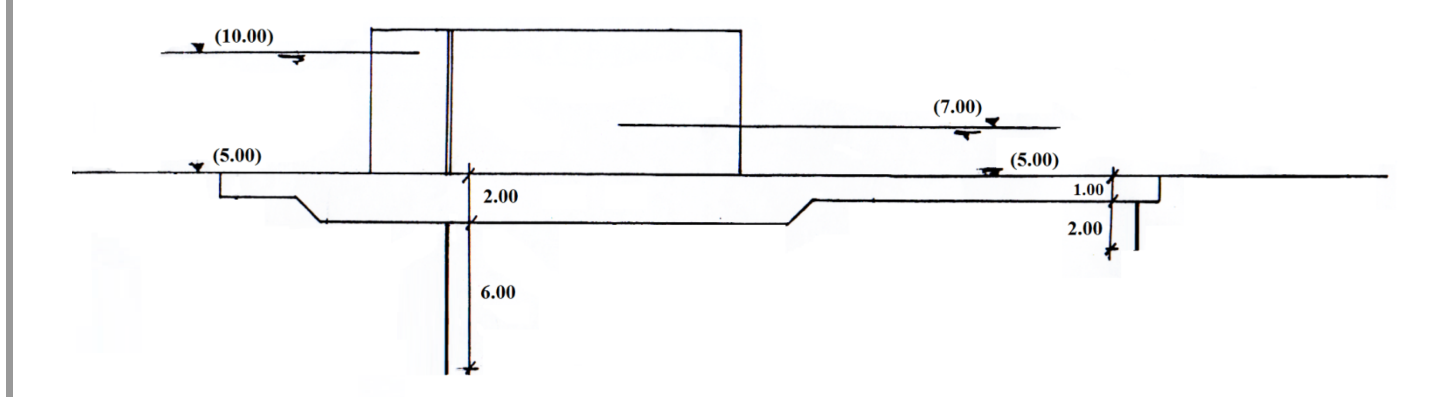


Uplift Pressures Diagram مؤشر ضغوط الرفع

مثال 10

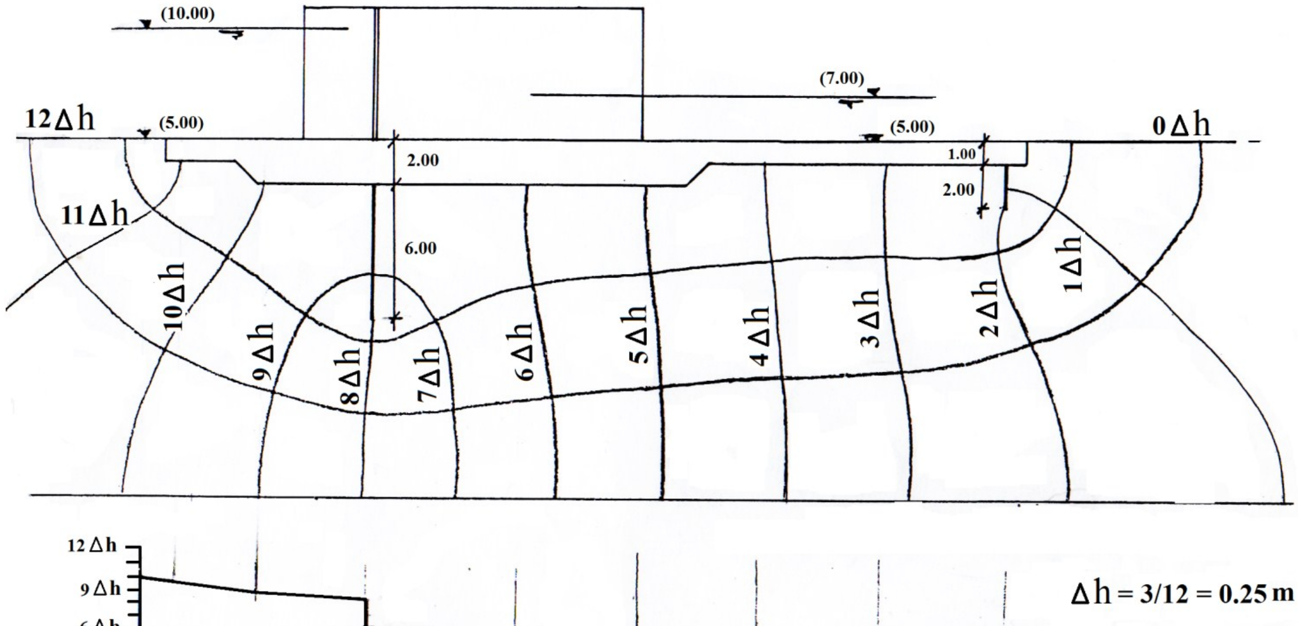
الشكل يبين قطاعاً طولياً فى إحدى قناطر الحجز الجزئى، فإذا علمت أن منسوب المياه بالأمام (10.00) ومنسوب المياه بالخلف (7.00) والفرش أفقى بكامل طوله عند منسوب (5.00)، والمطلوب:

- رسم شبكة التدفق أسفل فرش القنطرة.
- رسم مؤشر الضغوط البيزومترية Piezometric heads diagram ومن ثم تحقق من كل من سمك الفرش عند القطاع الحرج Critical section وكذا الأمان من ظاهرة الفوارات Piping phenomena
- حساب معدل التسرب Seepage rate لوحدة العرض أسفل فرش القنطرة.



Imerviouse layer طبقة صماء

الحـــــــــــل



التحقق من سمك الفرش عند القطاع الحرج:

$$T = \frac{6.50\Delta h}{1.20} \times 1.30 = 1.76 \text{ m} < 2.00 \text{ m} \quad \text{(Safe)}$$

التحقق من الأمان من ظاهرة الفوارات:

$$d/h = 1/\,0.50\Delta h = 8 > 4 \quad \text{(Safe)}$$

حساب معدل التسرب لوحدة العرض أسفل فرش القنطرة:

$$q = 10^{-4} \times 3 \ (3/12) = 7.50 \times 10^{-5} \ \text{m}^3/\text{s/m}$$

مثال 11

قنطرة عدد فتحاتها أربعة وعرض فتحاتها أربعة أمتار ويتم الحجز الكلى عليها بأقصى منسوب للأمام (4.75) متر، والفرش أفقى بمنسوب (0.00) متر ومركب على فتحاتها بوابات رفع رأسى Lift steel gates، وهذه البوابات مدعمة أفقياً باربع كمرات أفقية بكل من البوابة العليا والسفلى، **والمطلوب:**

- تحديد أماكن وقطاعات الكمرات الأفقية Horizontal Main Girders، وكذا حساب سمك اللوح الخارجى Thickness of skin plate بالسنتيميتر، وقدرة الونش اللازمة لرفع البوابة فى دقيقتين.

الحـــــــــل

إرتفاع البوابة (H_G) = العمق المائى الأقصى بالأمام + 0.25

عرض البوابة (B_G) = عرض الفتحة + 0.40

المساحة السطحية للبوابة $(A_G) = H_G \times B_G$

$H_G = 4.75 + 0.25 = 5.00$ m

$B_G = 4 + 0.40 = 4.40$ m

Area of the gate "A_G" $= 5 \times 4.40 = 22\ m^2 \quad > \quad 15 m^2$

وبما أن مساحة البوابة أكبر من 15 م^2 فإنه يتم استخدام بوابات مزدوجة Double gates ، ويمكن حساب ارتفاع كل منها كما يلى :

إرتفاع البوابة (HG) = (العمق المائى الأقصى بالأمام + 0.25 + 0.20) / 2

$H_G = (4.75 + 0.25 + 0.20)/2 = 2.60$ m

1- Design of main horizontal girders تصميم الكمرات الأفقية الرئيسية

- **Determination of positions of main girders تحديد أماكن الكمرات**

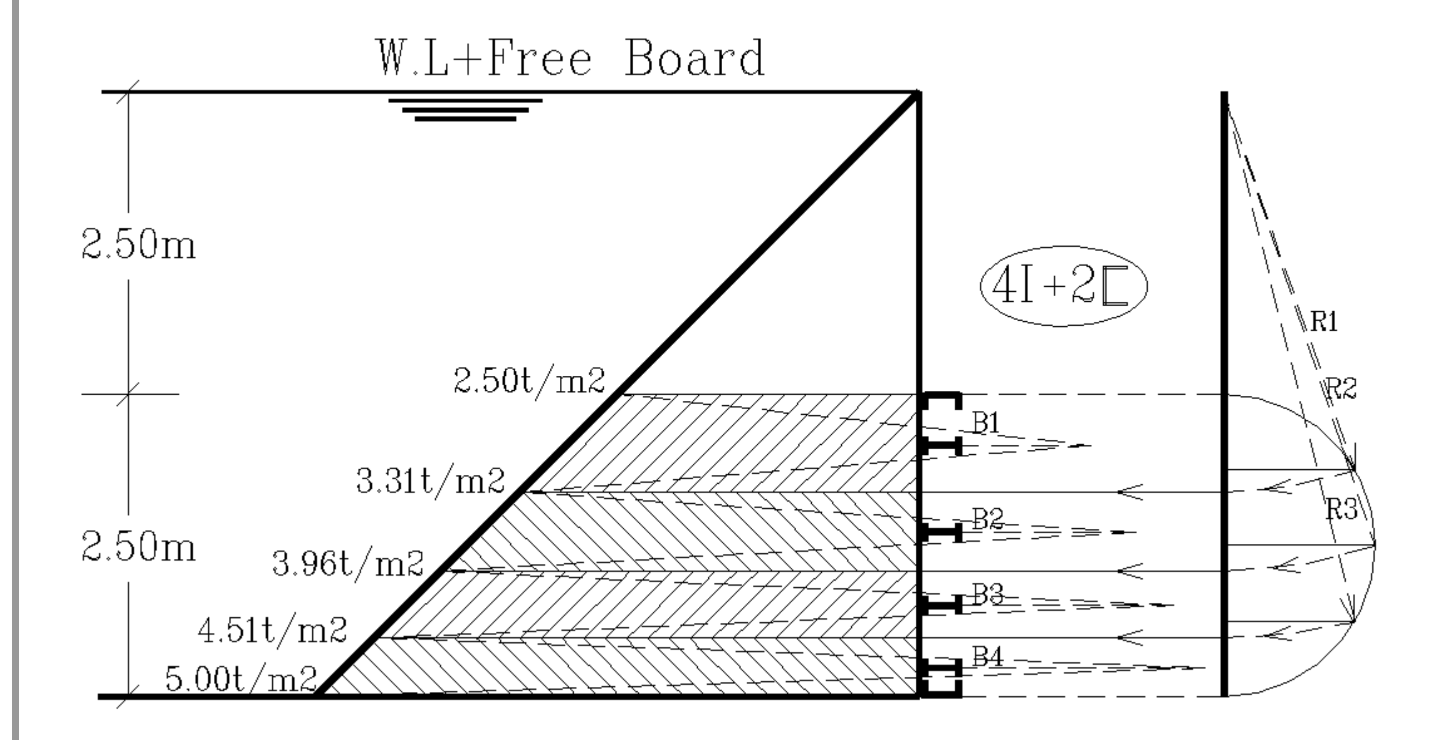
من الرسم المبين يتضح أن :

كمرة "B1" عند منسوب (2.08)

كمرة "B2" عند منسوب (1.36)

كمرة "B3" عند منسوب (0.76)

كمرة "B4" عند منسوب (0.24)



- **Force on each beam القوة المؤثرة على كل كمرة**

Force on B1 = ((2.50+3.31)/2) x 0.812 x 4.40 = 10.38 t.

Force on B2 = ((3.31+3.96)/2) x 0.65 x 4.40 = 10.39 t.

Force on B3 = ((3.96+4.51)/2) x 0.552 x 4.40 = 10.28 t.

Force on B4 = ((4.51+5.00)/2) x 0.486 x 4.40 = 10.17 t.

Force on each beam = the biggest = 10.39 t

ويمكن حساب القوة المؤثرة على كل كمرة بطريقة أخرى كما يلى:

Force on each beam = {((5.00+2.50)/2) x 2.50 x 4.40}/4 = 10.31 t.

- **<u>Design of main girders تصميم الكمرات</u>**

M_{max} = (10.39/4.40) $4.40^2/8$ = 5.71 t.m

Shear force "Q" = 10.39 /2 = 5.20 t

Z = M/f = 5.71 x 100 /1.40 = 408 cm^3 (f = 1.4 t/cm^2)

وبعد اختيار القطاع من جداول الحديد يتم التحقق من اجهادات القص q_{max} من العلاقة التالية:

$$q_{max} = \frac{Q}{A_{web}} < 0.70\, f$$

2- <u>Design of skin plate thickness تصميم سمك اللوح الخارجى</u>

$$t = \sqrt{\frac{P.a.b}{2f}}$$

- **<u>For span (1) = 0.42 m</u>**

P = (2.5 + 2.92)/2 = 2.71 t/m^2 (f = 14000 t/m^2)

$$t = \sqrt{\frac{2.71x\ 0.42\ x\ 4.4}{2x14000}} = 0.013\ \ m$$

- **<u>For span (2) = 0.72 m</u>**

P = (2.92 + 3.64)/2 = 3.28 t/m^2

$$t = \sqrt{\frac{3.28x\ 0.72\ x\ 4.4}{2x14000}} = 0.019\ \ m$$

- **For span (3) = 0.60 m**

P = (3.64 + 4.24)/2 = 3.94 t/m^2

$$t = \sqrt{\frac{3.94\text{x } 0.60 \text{ x } 4.4}{2\text{x}10000}} = 0.019 \text{ m}$$

- **For span (4) = 0.52 m**

P = (4.24 + 4.76)/2 = 4.50 t/m^2

$$t = \sqrt{\frac{4.50\text{x } 0.52 \text{ x } 4.4}{2\text{x}14000}} = 0.019 \text{ m}$$

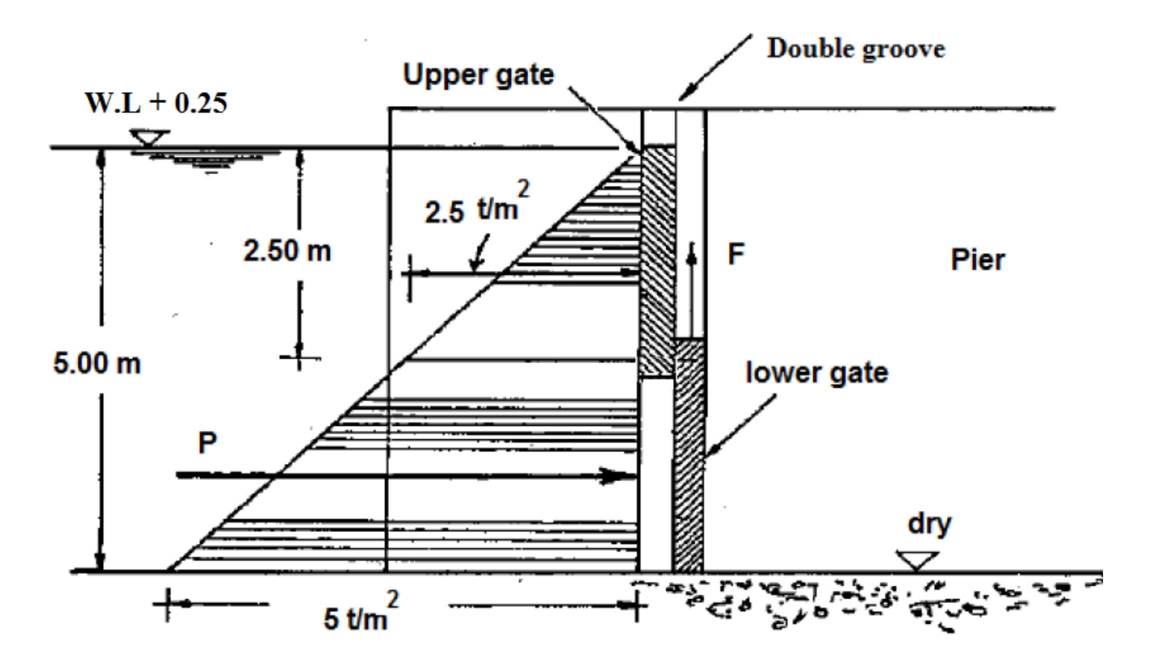
- **For span (5) = 0.24 m**

P = (4.76 + 5.00)/2 = 4.88 t/m^2

$$t = \sqrt{\frac{4.88\text{x } 0.24 \text{ x } 4.4}{2\text{x}14000}} = 0.014 \text{ m}$$

t = 0.019 m = 1.90 cm

3- Force required to lift the gate القوة اللازمة لرفع البوابة



F = (P.μ + W) . C

P = (2.50 + 5.00)/2 x 2.50 x 4.40 = 41.25 t

μ = 0.10

W = (0.06 x 4) x (2.50 x 4.40) = 2.64 t

F = (41.25 x 0.10 + 2.64) x 1.25 = 8.46 t

ولحساب قدرة الونش (بفرض أن الزمن اللازم لرفع البوابة دقيقتين):

Power = Force x Velocity

Velocity = 2.5/2 x 60= 0.021 m/s

Power = (8460 x 0.021)/75 = 2.35 HP

رابعاً: الأهوسة الملاحية Navigation Locks

مثال 1

مطلوب تحديد أبعاد البرابخ الجانبية Side culverts الملحقة بأحد الأهوسة والتى تستخدم لتخفيض المنسوب من 5.00 متر إلى 3.00 متر، وذلك إذا علمت أن أبعاد حوض التعويم Chamber هى 116 x 16 متر ومعامل التصرف = 0.90

الحـــــــــــل

Assume a = 2 x 2 m^2

$$T = \frac{T_1}{2} + \frac{2A\sqrt{H}}{C_d\ .\ a\ .\sqrt{2g}} = \frac{60}{2} + \frac{2x\ 116x\ 16x\sqrt{2}}{0.90\ x\ (2x2x2)\sqrt{2x9.81}} = 194.60\ sec$$

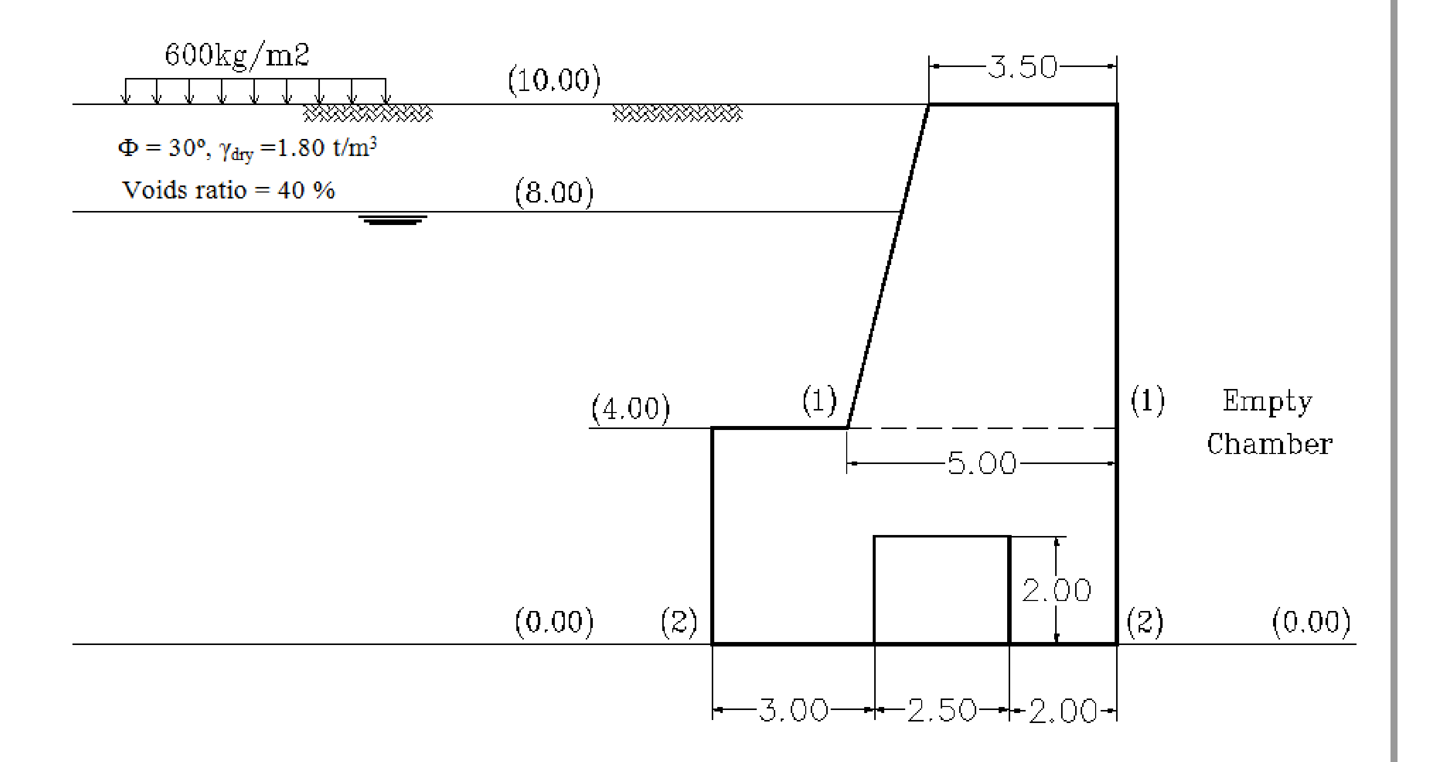
$$Q = \frac{2x\ 116x\ 16}{194.60} = 19.08\ m^3/sec$$

$$Q_{Cul.} = \frac{19.08}{2} = 9.54\ m^3/sec$$

$v_{Cul.} = \frac{9.54}{2x2} = 2.38\ m/sec$ < 2.50 m/sec (Safe)

مثال 2

الشكل يبين حائط مرفأ Landing wall بأحد الأهوسة الملاحية، والمطلوب التحقق من استقرار هذه الحائط وذلك عند القطاعات (1-1)، (2-2).





الحـــــــــــل

a)Vertical loads:

W1 = 3.50 * 6 * 2.20 = 46.20 ton

W2 = 0.50 * 1.50 * 6 * 2.20 = 9.90 ton

W3 = 7.50 * 2 * 2.20 = 33.00 ton

W4 = 2 * 2 * 2.20 = 8.80 ton

W5 = 3 * 2 * 2.20 = 13.20 ton

W6 = 0.50 * 0.50 * 2 * 1.80 = 0.90 ton

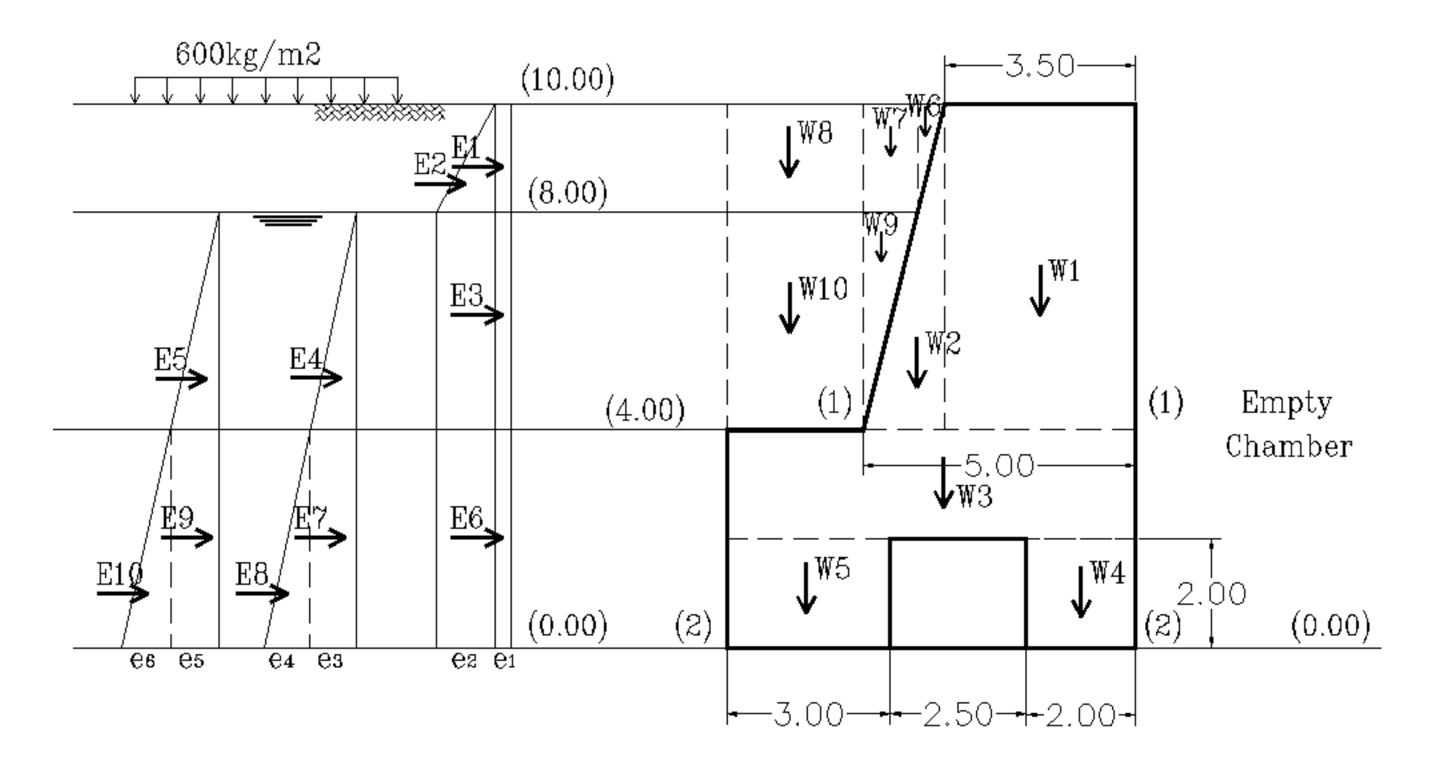
W7 = 1 * 2 * 1.80 = 3.60 ton

W8 = 2.50 * 2 * 1.80 = 9.00 ton

W9 = 0.50* 4 * 1 * 2.20 = 4.40 ton (Note: 2.20 = $\gamma_{sub} + \gamma_w$ = 1.20 + 1 = 2.20)

W10 = 2.50 * 4 * 2.20 = 22.00 ton

∑W = 151 ton



b)Lateral pressure:

e_1 = 0.60 * 0.333 = 0.20 ton/m^2

e_2 = 1.80 * 2 * 0.333 = 1.20 ton/m^2

e_3 = 1.20 * 4 * 0.333 = 1.60 ton/m^2

e_4 = 1.20 * 4 * 0.333 = 1.60 ton/m^2

e_5 = 1.00 * 4 = 4.00 ton/m^2

e_6 = 1.00 * 4 = 4.00 ton/m^2

c)Horizontal loads:

E1 = 0.20 * 2 = 0.40 ton

E2 = 0.50 * 1.20 * 2 = 1.20 ton

E3 = 1.40 * 4 = 5.60 ton

E4 = 0.50 * 1.60 * 4 = 3.20 ton

E5 =0.50 * 4 * 4 = 8.00 ton

E6 = 1.40 * 4 = 5.60 ton

E7 = 1.60 * 4 = 6.40 ton

E8 = 0.50 * 1.60 * 4 = 3.20 ton

E9 = 4 * 4 = 16.0 ton

E10 = 0.50 * 4 * 4 = 8.00 ton

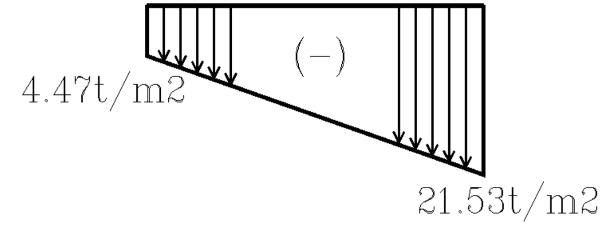
Sec. (1-1):

N = W1 + W2 + W6 + W7 + W9 = 65 ton

N = W1 + W2 + W6 + W7 + W9 = 65 ton

M = W1*0.75 + E1*5 + E2*4.67 + E3*2 + E4*1.33 + E5*1.33- W2*1.50 – W6*1.33 – W7*2 – W9*2.17 = 35.55 t.m

e = M/N = 35.55/65 = 0.55 < 5/6 (ok.)



$$f_2^1 = -\frac{65}{5 * 1.00} \pm \frac{35.55 * \left(\frac{5}{2}\right)}{1.00 * 5^3/12}$$

f_1= -21.53 t/m^2 = -2.153 kg/cm^2 < 50 kg/cm^2 (ok.)

f_2= -4.47 t/m^2 = -0.447 kg/cm^2 < 50 kg/cm^2 (ok.)

Sec. (2-2):

N = ∑W =151 ton

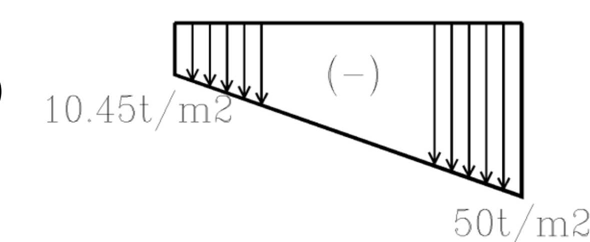
M = E1*9 + E2*8.67 + E3*6 + E4*5.33 + E5*5.33 + E6*2 + E7*2 + E8*1.33 + E9*2 + E10*1.33 + W1*2 + W4*2.75 – W2*0.25 – W5*2.25 – W6*0.08 – W7*0.75 – W8*2.50 – W9*0.92 – W10*2.50 = 178.30 t.m

e = M/N = 178.30/151 = 1.18 < 7.5/6 (ok.)

$$f_2^1 = -\frac{151}{(7.50-2.50)*1.00} \pm \frac{178.30*\left(\frac{7.50}{2}\right)}{(7.50^3-2.50^3/12)*1.00}$$

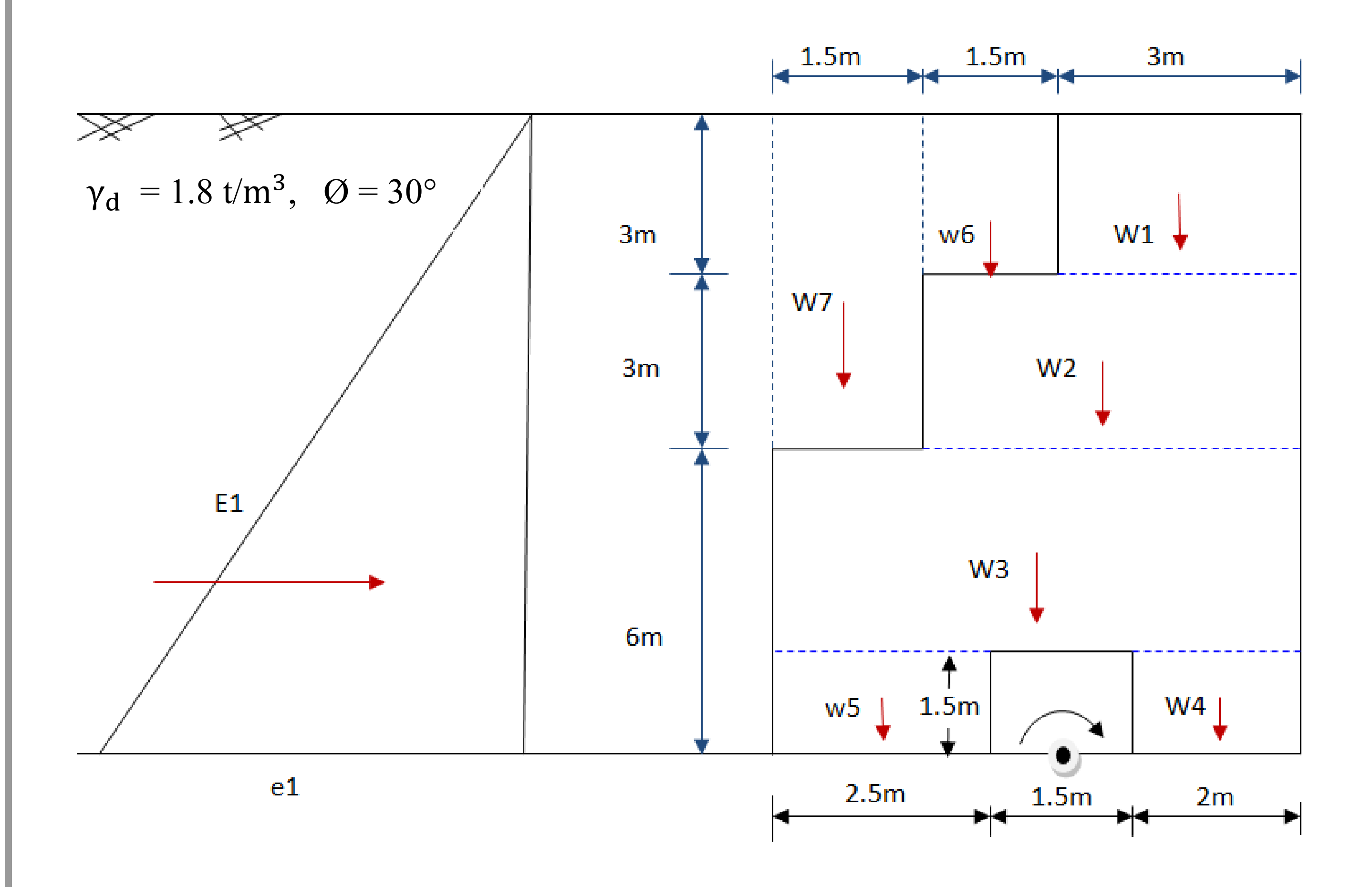
f_1= -50 t/m^2 = -5.00 kg/cm^2 < 50 kg/cm^2 (ok.)

f_2= -10.45 t/m^2 = -1.045 kg/cm^2 < 50 kg/cm^2 (ok.)



مثال 3

مطلوب رسم موشر الإجهادات عند قاعد حائط المرفأ Landing wall المبين بالشكل.



الحـــــــــــل

a)Vertical loads:

$w_1 = 3 * 3 * 1 * 2.2 = 19.8 \text{ ton}$

$w_2 = 4.5 * 3 * 1 * 2.2 = 29.7 \text{ ton}$

$w_3 = 6 * 4.5 * 1 * 2.2 = 59.4 \text{ ton}$

$w_4 = 2 * 1.5 * 1 * 2.2 = 6.6 \text{ ton}$

$w_5 = 2.5 * 1.5 * 1 * 2.2 = 8.25 \text{ ton}$

$w_6 = 1.5 * 3 * 1 * 1.8 = 8.1 \text{ ton}$

$w_7 = 1.5 * 6 * 1 * 1.8 = 16.2 \text{ ton}$

N = ΣW = 19.8+29.7+59.4+6.6+8.25+8.1+16.2

N = 148.05 ton

b)Horizontal loads:

$K = \frac{1-\sin\emptyset}{1+\sin\emptyset} = \frac{1-\sin(30)}{1+\sin(30)} = \frac{1}{3}$

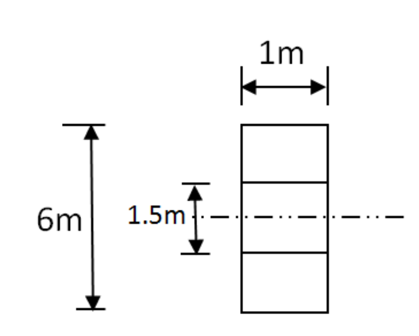
$e_1 = 1.8 * 12 * \frac{1}{3} = 7.2 \text{ t/m}^2$

$E_1 = 0.5 * 7.2 * 12 * 1 = 43.2 \text{ ton}$

$\Sigma M = 43.2 * \frac{12}{3} + 19.8*1.5 + 29.7*0.75 + 6.6*2 - 8.25*1.75 - 8.1*0.75 - 16.2*2.25 =$

= 181.013 t.m

Area = (6 – 1.5) *1.00 = 4.5 m^2



$$I_{x-x} = \frac{(6^3 - 1.5^3) * 1}{12} = 17.719\ m^4$$

$$f_1 = \frac{-N}{A} - \frac{M_x * y}{I_{x-x}}$$

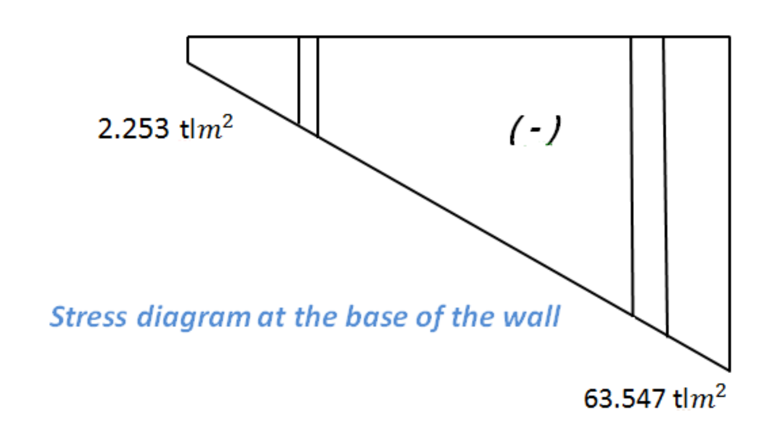
$$f_1 = \frac{-148.05}{4.5} - \frac{181.013*3}{17.719} = -63.547\ t/m^2$$

 Safe

$$f_2 = \frac{-N}{A} + \frac{M_x * y}{I_{x-x}}$$

$$f_2 = \frac{-148.05}{4.5} + \frac{181.013*3}{17.719} = -2.253\ t/m^2$$

 Safe



Stress diagram at the base of the wall

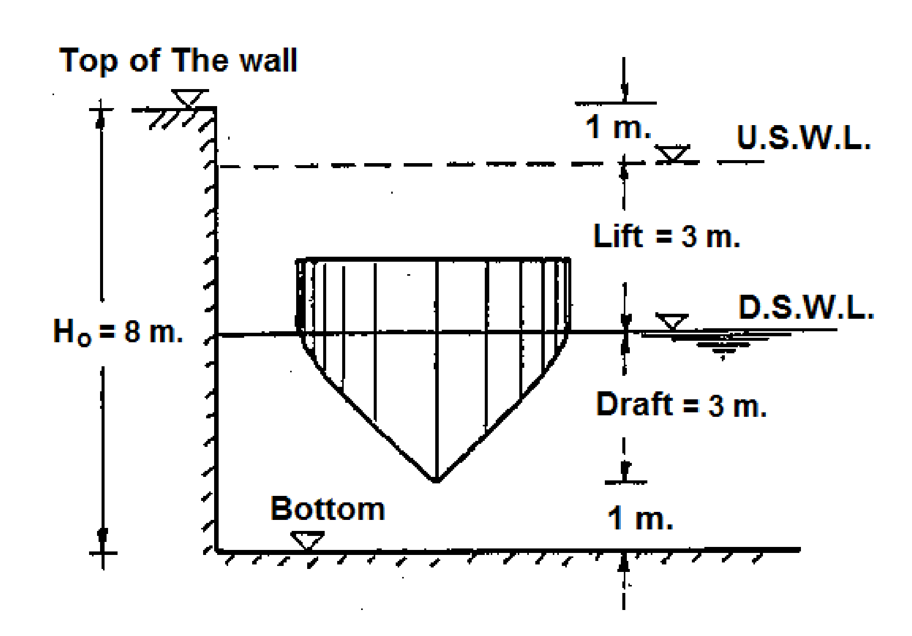
مثال 4

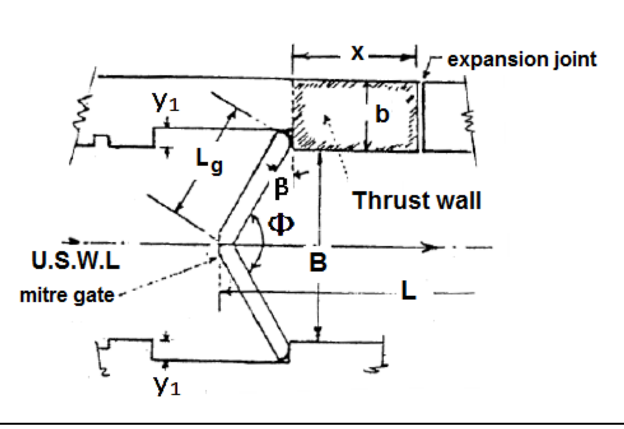
هويس ملاحى 16 x 125 متراً، تمر من خلاله وحدات غاطسها الأقصى 3 متر. فإذا كان رفع الهويس 3 أمتار، ومصراعا البوابة المتساندة Mitre gates ينغلقان على زاوية 136^0 ، ووزن المصراع الواحد one leaf 22 طن، وإذا أُعطيت لك البيانات التالية:

- الماء الأرضى على عمق 2 متر أسفل منسوب أعلا الحوائط.
- وزن التربة الجافة 1.80 طن/م^3، ونسبة الفراغات بها 40 %، وزاوية الاحتكاك الداخلى = 30^0
- حوائط الضغط بكل منها تفريعة بربخية 1.50 x 1.50 متراً ، بحيث يكون المحور الرأسى للمقطع العرضى للبربخ على بعد 2.50 متر من الوجه الداخلى للحائط.

فالمطلوب: تصميم قطاع حائط الضغط Thrust wall

الحـــــــــــل





Ho=3+3+1+1=8

b = 0.60 Ho

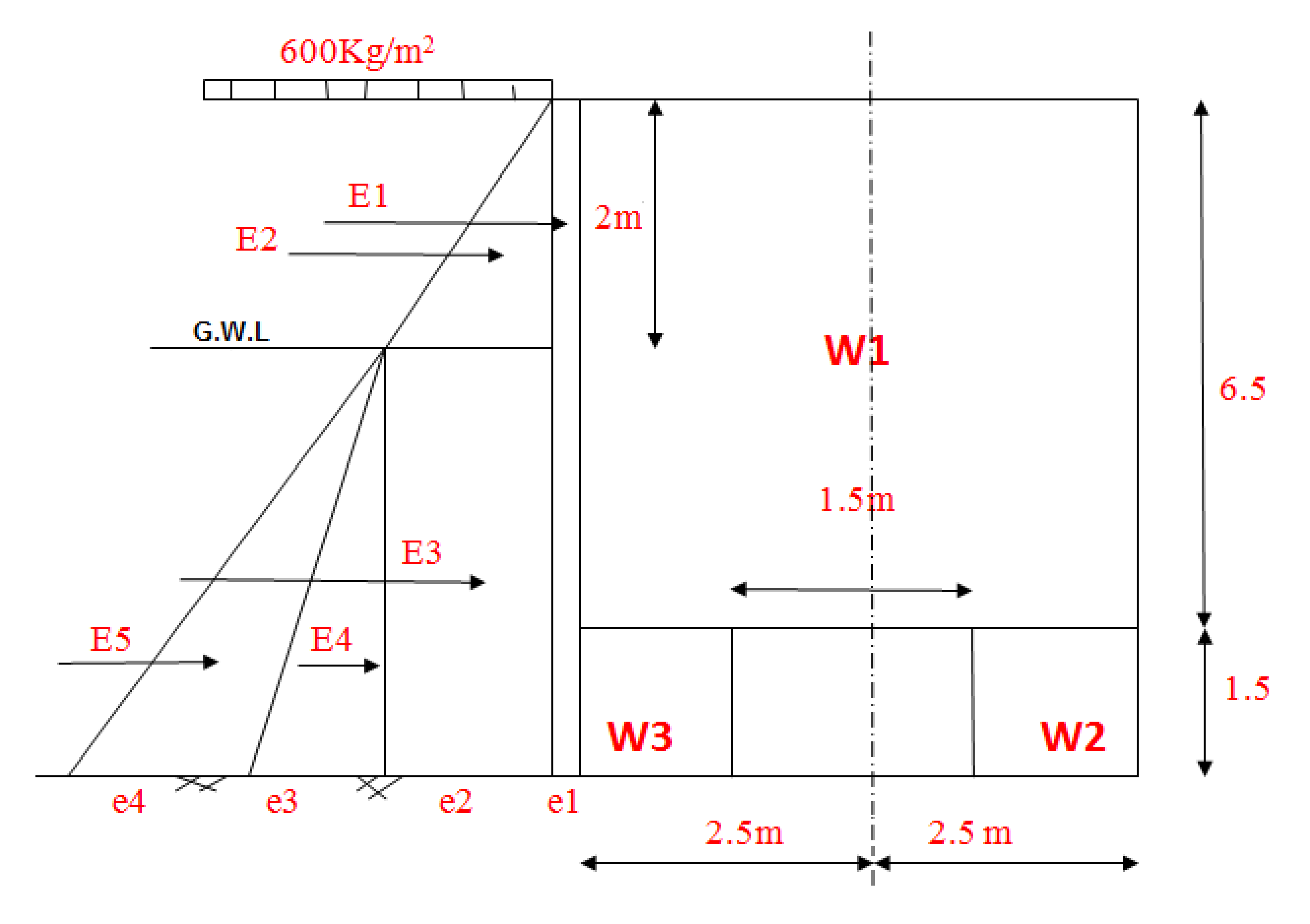
$b = 0.60 * 8 = 4.8 \cong 5m$

$$x = \frac{16 * 125}{100 - 200} = 10 \approx 20m \ is = 12m$$

$\gamma_{dry} = 1.80\ {}^{t}/_{m^3}$

$\gamma_{sub.} = 1.80 - (1 - 0.4) = 1.20\ {}^{t}/_{m^3}$

$$k = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30} = \frac{1}{3}$$



Vertical loads:

- W1= 5*6.50*12*2.20=858 ton
- W2=W3=1.75*1.50*12*2.20=69.30 ton
- $\sum W = 858 + 2 * 69.30 = 996.60$ ton

Lateral pressure:

$$\mathbf{e = \gamma * h * k}$$

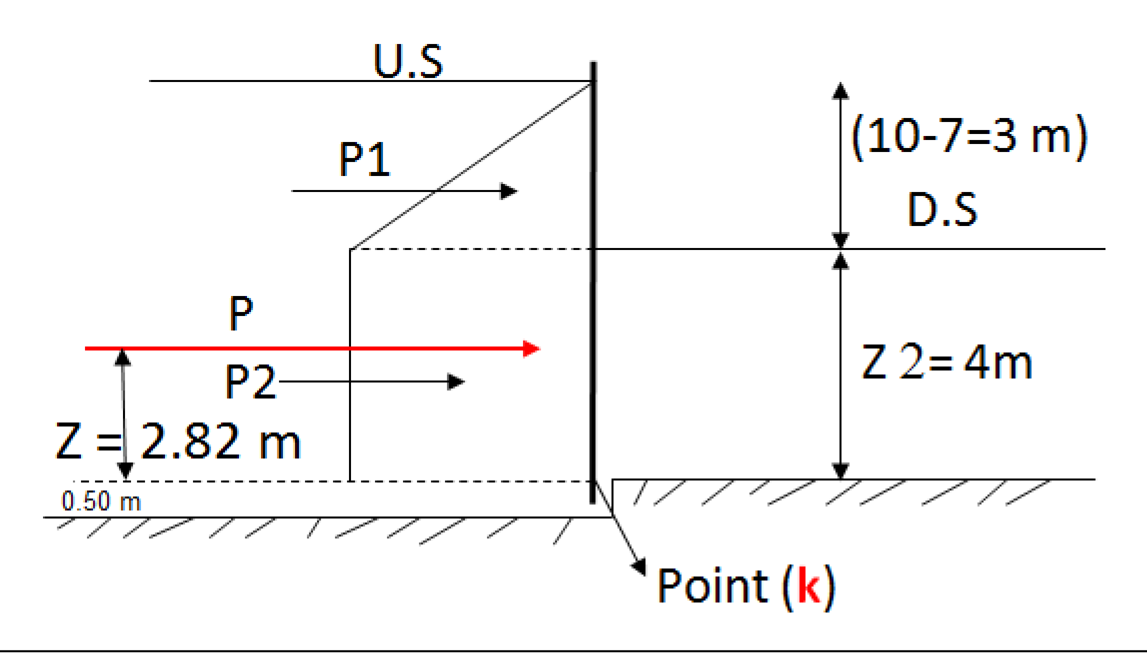
- $e1 = 0.60 * \frac{1}{3} = 0.20 \ \frac{t}{m^2}$
- $e2 = 1.80 * 2 * \frac{1}{3} = 1.20 \ \frac{t}{m^2}$
- $e3 = 1.20 * 6 * \frac{1}{3} = 2.40 \ \frac{t}{m^2}$
- $e4 = 1 * 6 = 6 \ \frac{t}{m^2} \ \Longrightarrow \textit{water pressure}$

Horizontal loads:

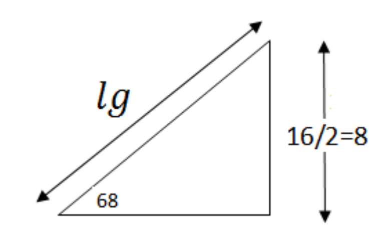
$$\mathbf{E = area * x}$$

- $E1 = 0.20 * 2 * 12 = 4.80 \text{ ton}$
- $E2 = \frac{1.20*2}{2} * 12 = 14.40 \text{ ton}$
- $E3 = (0.20 + 1.20) * 6 * 12 = 100.80 \text{ ton}$
- $E4 = \frac{(2.40*6*12)}{2} = 86.40 \text{ ton}$
- $E5 = \frac{1}{2} * 6 * 6 * 12 = 216 \text{ ton}$

a) Case 1: During operation (Closed gates, with max. water level within the chamber)
أثناء التشغيل



$$\therefore lg = \frac{8}{\sin 68} = 8.628m$$



$$\beta = 90 - \frac{\varphi}{2} = 22°$$

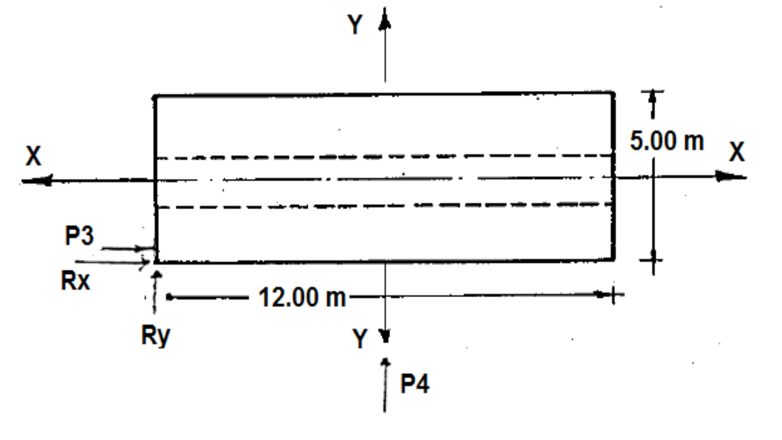
- $P1 = \frac{1}{2} * 3 * 3 * 8.628 = 38.826$ ton.
- $P2 = 1 * 3 * 4 * 8.628 = 103.536$ton.
- P=P1+P2=38.826+103.536=142.362 ton.
- moment about $k = (P1 * 5 + P2 * 2) = P * Z$

$\therefore$Z=2.82 m.

- $Rx = P\cos\beta = 142.362 * \cos 22 = 132 ton.$
- $Ry = Rx\cot 2\beta = 132 * \cot(2 * 22) = 136.69ton.$
- $P3 = P * \frac{Y1}{lg} = 142.362 * \frac{0.50}{8.628} = 8.25\ ton.$
- $P4 = \frac{1}{2} * \gamma_w * x * z_2^2 = \frac{1}{2} * 1 * 12 * 4^2 = 96\ ton.$

Stresses Calculations:

- ✓ $M_x = P_4 * \frac{z_2}{3} + R_y * z = 96 * \frac{4}{3} + (136.69 * 2.82) = 513.47$ t.m
- ✓ $My = (P3 + Rx) * z = (8.25 + 132) * 2.82 = 395.51\ t.m$
- ✓ Area= (12*5)-(1.50*12)=42 m^2
- ✓ $Ix = \frac{12*5^3}{12} - \frac{12*1.5^3}{12} = 121.625\ m^4$
- ✓ $Iy = \frac{5*12^3}{12} - \frac{1.5*12^3}{12} = 504\ m^4$

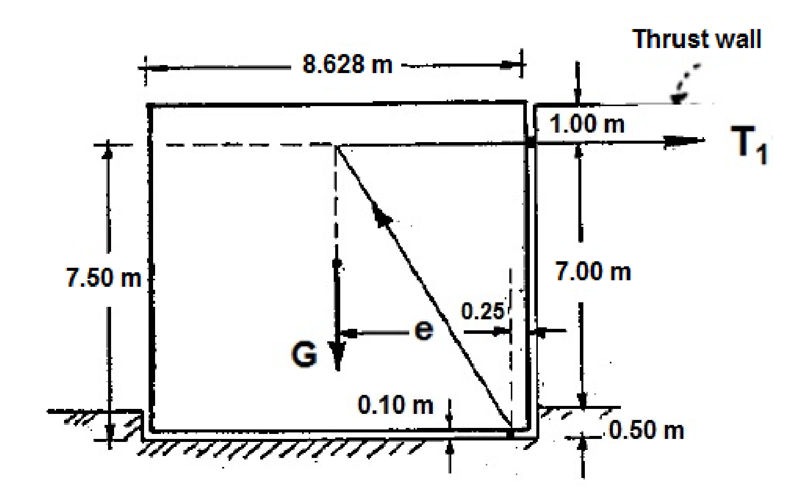


$$f_2^1 = -\frac{N}{b.x} \pm \frac{M_X(\frac{b}{2})}{\frac{x.b^3}{12}} \pm \frac{M_Y(\frac{x}{2})}{\frac{b.x^3}{12}}$$

$$f_1 = -\frac{996.60}{42} + \frac{513.47*2.5}{121.625} + \frac{395.51*6}{504} = -8.465\frac{t}{m^2}$$ Safe

$$f_2 = -\frac{996.60}{42} - \frac{513.47*2.5}{121.625} - \frac{395.51*6}{504} = -38.99\frac{t}{m^2}$$ Safe

b) Case 2: During repair (Opened gates, with empty chamber) أثناء الصيانة



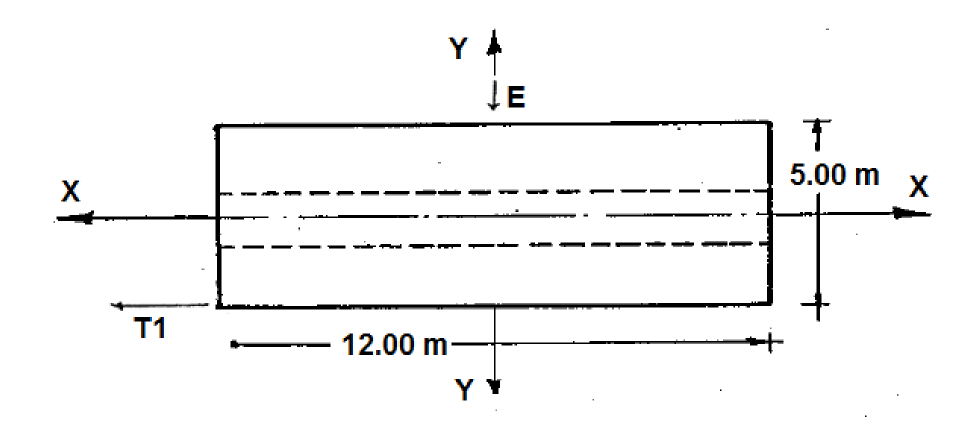
- $lg = \frac{8}{\sin 68} = 8.628m$
- $e = \frac{lg}{2} - 0.25 = \frac{8.628}{2} - 0.25 = 4.064m$

$$T1 = G * \frac{e}{h} = 22 * \frac{4.064}{7.5} = 11.92\ ton$$

Stresses Calculations:

✓ $M_x = E * Z_3 = (E1 * 7) + \left(E2 * \left(\frac{2}{3} + 6\right)\right) + (E3 * 3) + (E4 * 2) + (E5 * 2) = 1036.8\ t.m$

✓ $M_Y = T_1 * C = 11.92 * 7 = 83.44\ t.m$



$$f_2^1 = -\frac{N}{b.x} \pm \frac{M_X(\frac{b}{2})}{\frac{x.b^3}{12}} \pm \frac{M_Y(\frac{x}{2})}{\frac{b.x^3}{12}}$$

$$f_1 = -\frac{996.60}{42} + \frac{1036.8 * 2.5}{121.625} + \frac{83.44 * 6}{504} = -1.43\ \frac{t}{m^2}$$ **Safe**

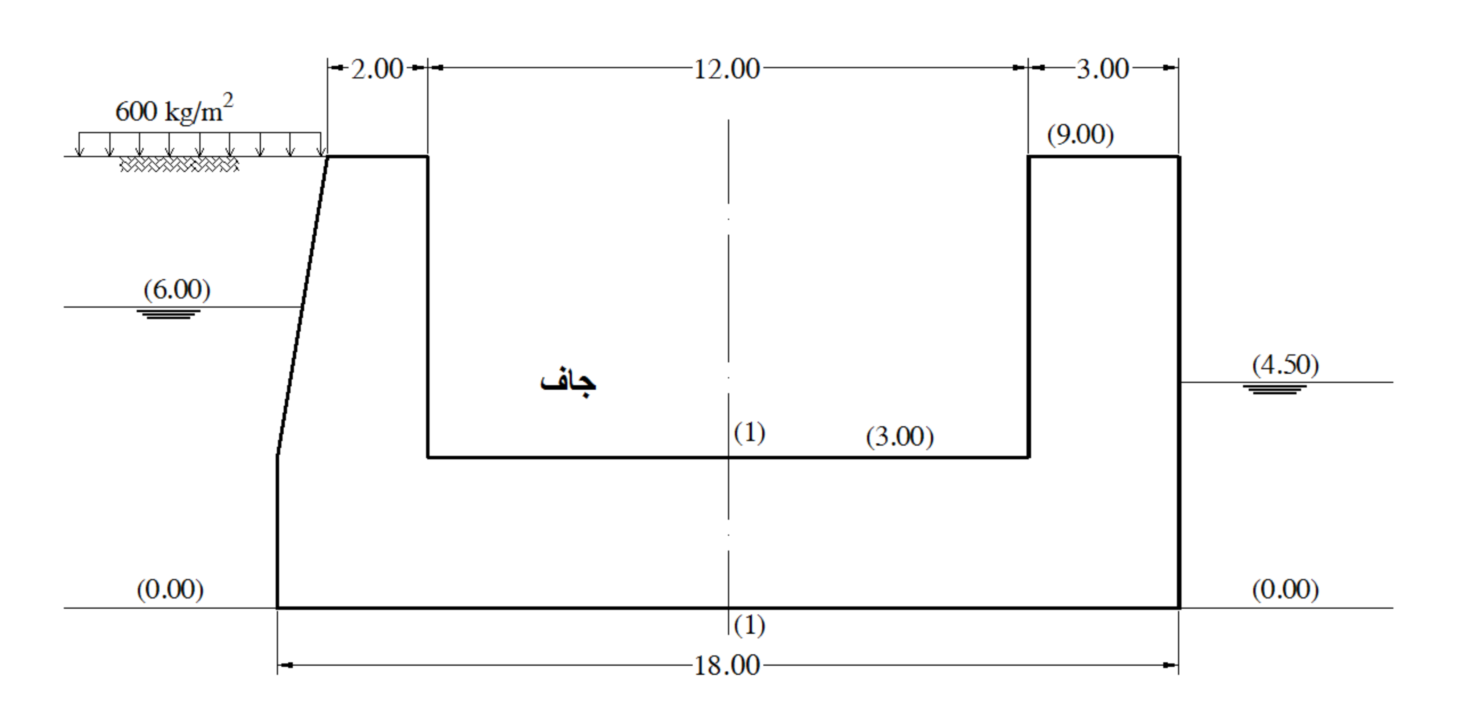
$$f_2 = -\frac{996.60}{42} - \frac{1036.8 * 2.5}{121.625} - \frac{83.44 * 6}{504} = -46.03\ \frac{t}{m^2}$$ **Safe**

مثال 5

الشكل يبين قطاعاً عرضياً يمر بحوض التعويم لأحد الأهوسة، فإذا علمت أن:

- الماء الأرضى على عمق 3 متر أسفل منسوب أعلا الحوائط.
- وزن التربة الجافة 1.80 طن/م^3، ونسبة الفراغات بها 40 %، وزاوية الاحتكاك الداخلى = 30^0
- التربة غير متجانسة وقوة تحملها دون المتوسط .

فالمطلوب: حساب الإجهادات العمودية بمنتصف فرش حوض التعويم ، قطاع (1-1).



الحـــــــــل

a) Vertical loads الأحمال الرأسية

W1 = 2 x 6 x 2.20 = 26.40 ton ↓

W2 = 0.50 x 1 x 6 x 2.20 = 6.60 ton ↓

W3 = 9 x 3 x 2.20 = 59.40 ton ↓

W4 = 0.50 x 1 x 6 x 1.80 = 5.40 ton ↓

W5 = 3 x 6 x 2.20 = 39.60 ton ↓

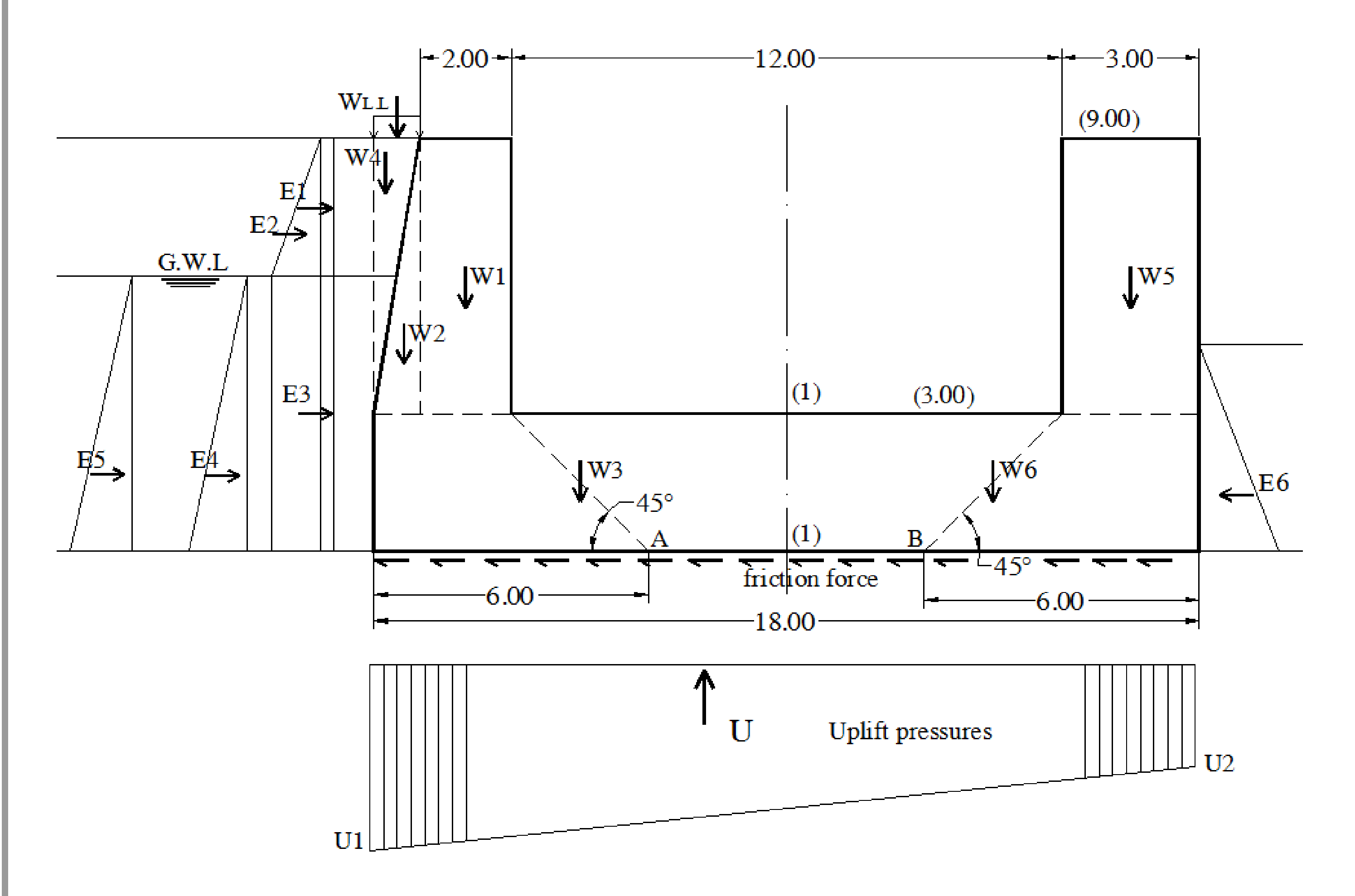
W6 = 3 x 9 x 2.20 = 59.40 ton ↓

WL.L = 0.60 x 1 = 0.60 ton ↓ يمكن اهمالها لصغر قيمتها

∑W = 196.80 ton ↓

Uplift force = [(6+4.5)/2] x18 = 94.5 ton ↑

N = 196.80 – 94.5 = 102.3 ton ↓



b) Lateral pressure الضغوط الجانبية

$K_a = (1-\sin30)/(1+\sin30) = 0.333$

$e_1 = 0.60 \times 0.333 = 0.20 \text{ ton/m}^2$

$e_2 = 1.80 \times 3 \times 0.333 = 1.80 \text{ ton/m}^2$

$e_3 = 1.80 + 0.20 = 2.00 \text{ ton/m}^2$

$e_4 = 1.20 \times 6 \times 0.333 = 2.40 \text{ ton/m}^2$

$e_5 = 1.00 \times 6 \qquad = 6.00 \text{ ton/m}^2$

$e_6 = 1.00 \times 4.50 \qquad = 4.50 \text{ ton/m}^2$

c) Horizontal loads القوى الأفقية

E1 = 0.20 x 3 = 0.60 ton →

E2 = 0.50 x 1.80 x 3 = 2.70 ton →

E3 = 2.00 x 6 = 12 ton →

E4 = 0.50 x 2.40 x 6 = 7.20 ton →

E5 =0.50 x 6 x 6 = 18 ton →

E6 =0.50 x 4.50 x 4.50 = 10.13 ton ←

∑H = 30.37 ton →

ويكون معامل الأمان من الإنزلاق (بفرض معامل احتكاك = 0.50) هو:

F.S.S = (102.3 x 0.5)/30.37 = 1.68 > 1.5 OK

وحيث أن مجموع قوى الاحتكاك الفعلية friction forces = 30.37 طن. وبالتالى فإن معدل قوى الاحتكاك للمتر الطولى من عرض القاعدة = 18/30.37 = 1.69 طن/م

حساب الإجهادات عند مستوى القاعدة:

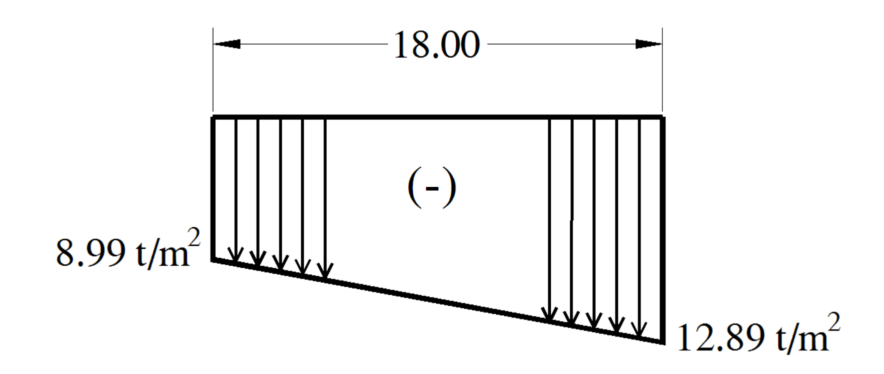
ΣM = W1x 7 + W2 x 8.33 + W3x4.5 + W4 x 8.67 + E6 x 1.5 - W6 x 4.50 – W5x7.5 – E1x7.5 – E2x7 – E3x3 – E4x2– E5x2

ΣM = 26.40x 7 + 6.6 x 8.33 + 59.40x4.5 + 5.40 x 8.67 + 10.13 x 1.5 – 59.40 x 4.50 – 39.60x7.5 – 0.60x7.5 – 2.70x7 – 12x3 – 7.20x2– 18x2 = 105.01 t.m

e = 105.01/196.80 = 0.534 m

$$f_1 = -\frac{196.80}{18} + \frac{105.01x9}{18^3/12} = -8.99 \ \frac{t}{m^2} \qquad \textbf{Safe}$$

$$f_1 = -\frac{196.80}{18} - \frac{105.01x9}{18^3/12} = -12.89 \ \frac{t}{m^2} \qquad \textbf{Safe}$$



وحيث أن التربة غير متجانسة وقوة تحملها دون المتوسط، فضلاً عن اتساع عرض الحوض نسبياً، فإننا نقوم بتعديل مؤشر الإجهادات طبقاً لمبدأ رد فعل تربة التأسيس Soil reaction كما يلى:

مجموع الأحمال الرأسية أيسر النقطة A :

$= W1 + W2 + W4 + (3 \times 3 + 0.50 \times 3 \times 3) \times 2.20 = 68.10$ ton

$f_1^/ = 68.10/6 = 11.35$ t/m^2

ومجموع الأحمال الرأسية أيمن النقطة B :

$= W5 + (3 \times 3 + 0.50 \times 3 \times 3) \times 2.20 = 69.30$ ton

$f_2^/ = 69.30/6 = 11.55$ t/m^2

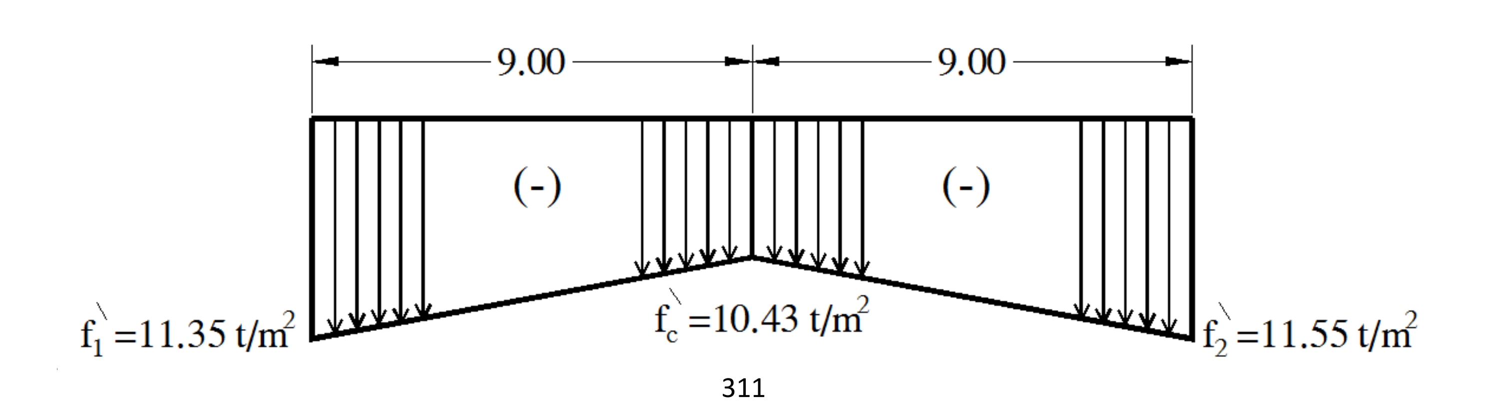
أيضاً:

مساحة مؤشر الإجهادات التقليدى = مساحة مؤشر الإجهادات المعدل

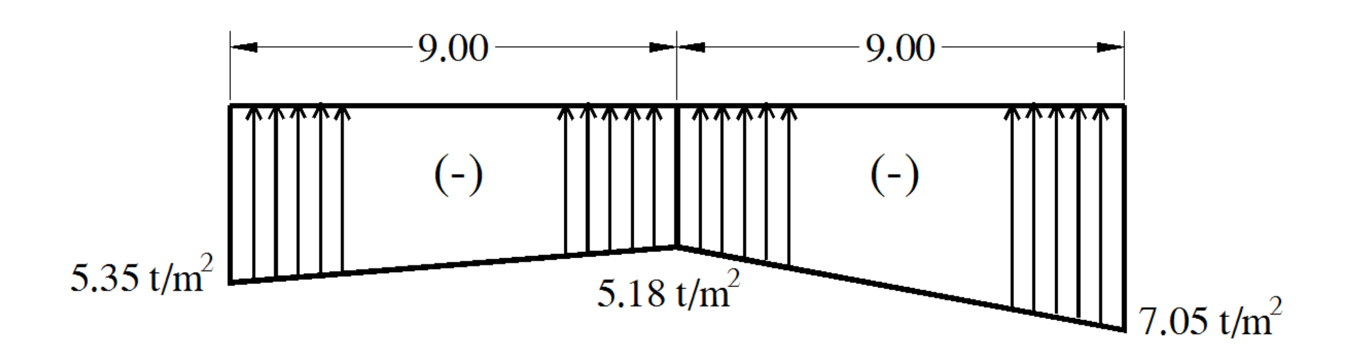
وعلى ذلك:

$18 \times (8.99 + 12.89)/2 = 9 \times (f_c^/ + 11.35)/2 + 9 \times (f_c^/ + 11.55)/2$

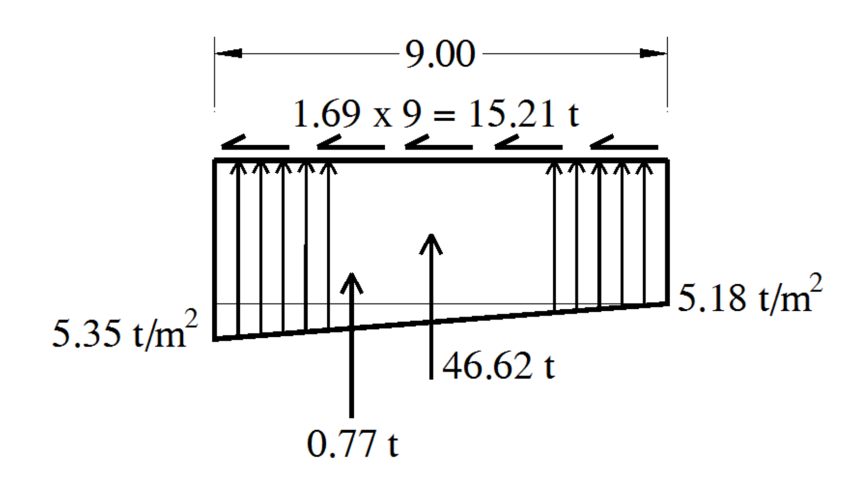
$f_c^/ = 10.43$ t/m^2



وبطرح ضغوط الرفع وعكس اتجاه الأسهم نحصل على مؤشر صافى رد الفعل على الفرش Net modified soil reaction diagram كما يلى:



وبذلك تصبح القوى أسفل الفرش والمؤثرة على يسار القطاع 1-1 هى كما يلى:



الإجهادات العمودية على القطاع (1-1):

لتحليل الإجهادات عند ذلك القطاع، سنختار حساب العزوم لكل القوى على يسار القطاع كما يلى:

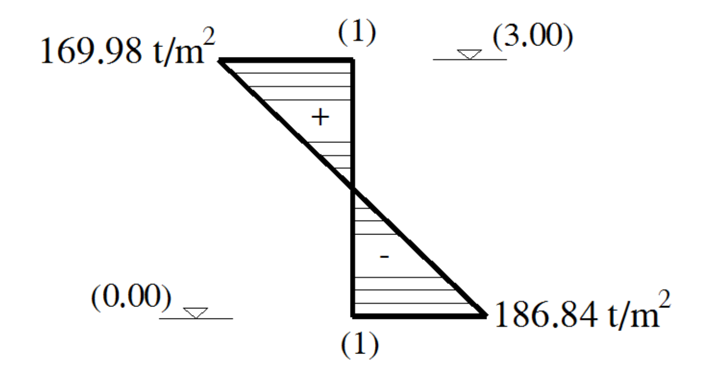
$\Sigma M = W1 x\ 7 + W2\ x\ 8.33 + W3 x 4.5 + W4\ x\ 8.67 - E1 x\ 6 - E2 x 5.50 - E3 x 1.50 - E4 x 0.50 - E5 x 0.50 - 46.62\ x\ 4.50 - 0.77\ x\ \ 6 - 15.21\ x\ 1.50 = 267.62$ t.m

N = 40.5 – 15.21 = 25.29 ton →

e = 267.62/25.29 = 10.58 m

$$f_1 = -\frac{25.29}{3} + \frac{267.62x1.5}{\frac{3^3}{12}} = +169.98\ \frac{t}{m^2} \qquad \textbf{Safe}$$

$$f_1 = -\frac{25.29}{3} - \frac{267.62x1.5}{\frac{3^3}{12}} = -186.84\ \frac{t}{m^2} \qquad \textbf{Safe}$$



ويتضح من تلك النتيجة ضرورة تسليح الجانب العلوى من فرش حوض التعويم.

المراجع

- محمد أحمد سليمان، ومحمد الغريب حامد، "منشآت الرى"، الجزء الأول، القاهرة، 1985.
- محمد أحمد سليمان، ومحمد الغريب حامد، "مشروعات الرى الكبرى واقتصاديات المشروعات"، الجزء الثانى، القاهرة، 1995.
- محمد أحمد سليمان، ومحمد الغريب حامد، "هندسة الرى وأساليب رى المزارع"، الجزء الأول، القاهرة، 1990.
- شارل سكلا، "هندسة الرى والصرف"، القاهرة ، 1991.
- وزارة الموارد المائية والرى، "الكود المصرى للموارد المائية وأعمال الرى"، القاهرة، 2003.
- Aswa G.L., “Irrigation and Water Resources Engineering”, Newageinternational(P) Limited, Publishers, Ansari Road, Daryaganj, New Delhi, 2005.
- EL-Molla, A. M., Akram K. S., Mohamed Abdellatif M., “The Optimum Depth of Toe Cutoff for Hydraulic Structures,” Civil Engineering Research Magazine (CERM), Civil Eng. Dept., Faculty of Eng., Al-Azhar Univ., Cairo, Egypt, pp. (1082-1090), Volume(16)- No.(11), Novovmber 1994.
- EL-Niazy, Hammad, EL-Molla, A. M., Mohamed Abdellatif M., Akram Karam, “Conformal Mapping and Safety Against Piping” Military Technical College, 2nd conf. On Civil Eng., Nov. 1994.
- El-Salawy, M. A., EL-Molla, A. M., & Bakry, M. F. “ Interaction between Cutoffs and Creepline Under Apron of Hydraulic Structures,” Civil Engineering Research Magazine (CERM), Civil Eng. Dept., Faculty of Eng., Al-Azhar Univ., Cairo, Egypt, p. p. (839-847), Volume (19)- No.(7), 1997.
- El-Salawy, M. A., “Reduce of Piping Liabilities by Use of End Cutoffs for Aprons of Control Structures,” Doctor of Philosophy Thesis, Al-Azhar University, Cairo, 1988.
- El-Salawy, M. A., EL-Molla, A. M., “ Efficiency of Cutoffs Under Apron of Hydraulic Structures,” Civil Engineering Research Magazine (CERM),

Civil Eng. Dept., Faculty of Eng., Al-Azhar Univ., Cairo, Egypt, pp. (1790-1808), Volume(22)- No.(4), October 2000.

- Ghada Ezeizah., "Seepage under Hydraulic Structures Founded on Complex Formations," Doctor of Philosophy Thesis, Ain Shams University, Cairo, 2000.
- Mobasher, A., M., "Efficiency of Cutoffs under Aprons of Irrigation Structures", M.Sc thesis, Al-Azhar Univ., Cairo, 2005.
- Mobasher, A., M., "Adaptive Reservoir Operation Strategies Under Changing Boundary Conditions – The Case Of Aswan High Dam Reservoir", Ph.D thesis, Darmstadt University of Technology, Germany, 2010.
- Novak P., Moffat A.I.B., and Nalluri C., "Hydraulic Structures", Third Edition, Taylor & Francis e-Library, New York, 2004.
- Serge Leliavsky, " Irrigation and Hydraulic Design," volume I, Chapman & Hall, 1955.
- Serge Leliavsky, " Design of Dams for Percolation and Erosion," volume III, Chapman & Hall, 1965.
- Soliman, M. A., "Design of Irrigation Structures and Works" Part 2, Cairo, 1989.
- Soliman, M. A., "Theory of Irrigation structures," Hydro-series{4}, Cairo, 1979.
- Soliman, M. A., "Lecture notes in hydrodynamics," for the students of postgraduate higher studies, Civil Eng. Dpt., Al-Azhar Univ., Cairo 1987/1988.
- Soliman, M. A., El-Salawy, M. A., "Development of Streamlined Surfaces by Hydrodynamical Analysis," Al-Azhar Eng. 2nd int. conf., Dec. 1991.
- Terzaghi, K., " From Theory to Practice in Soil Mechanics," John Wiley & Sons, Inc., New York, London, 1960.
- Vallentine, H. R., "Applied hydrodynamics," Butterworth & Co. Ltd., London, 1969.